

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف  
كلية الهندسة المدنية والمعمارية



مخبر علوم المواد والبيئة

Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement

مخبر الهياكل، جيوتقنية والمخاطر

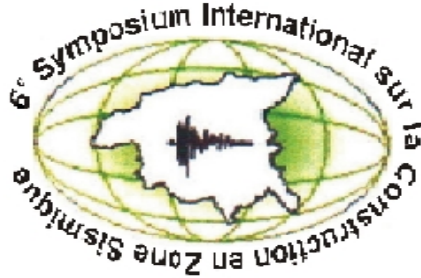
Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques



# ACTES

Du 6<sup>eme</sup> Symposium International sur la construction en zones sismiques  
(SICZS2013)

Les 9 et 10 Octobre 2013



## VOLUME I



EPE CTC-CHLEF



GROUPE SOPREC

ENTEC  
ENGINEERING TECHNICS

ENTEC



CTS RAHMOUNE

Commémoration du 30<sup>eme</sup> anniversaire de la création de l'institut national d'enseignement supérieur de génie civil  
(département de génie civil) et le 33<sup>eme</sup> anniversaire du séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
جامعة Hassiba Benbouali de Chlef  
كلية الهندسة المدنية والمعمارية



مخبر علوم المواد والبيئة

Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement

مخبر الهياكل، جيوتقنية والمخاطر

Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques



# ACTES

Du 6<sup>eme</sup> Symposium International sur la construction en zones sismiques  
(SICZS2013)

Les 9 et 10 Octobre 2013



## VOLUME I

Commémoration du 30<sup>eme</sup> anniversaire de la création de l'institut national d'enseignement supérieur de génie civil  
(département de génie civil) et le 33<sup>eme</sup> anniversaire du séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980



## **Présidents d'Honneur**

**Prof. BESSEDIK Mostefa (Recteur de l'UHBC)**

**Prof. KASSOUL Amar (Doyen FGCA)**

## **Comité d'Organisation**

**Dr. ARAB Ahmed**

**Président du comité d'Organisation**

|                           |           |
|---------------------------|-----------|
| NOURI Said                | UHB Chlef |
| BOULEKBACHE Bensaid       | UHB Chlef |
| MEKAKIA MAIZA Merouane    | UHB Chlef |
| SETTI Bakhti              | UHB Chlef |
| DJEZAR Mahdjoub           | UHB Chlef |
| DAHMANI Krimo             | UHB Chlef |
| ROUHYEM Moussa            | UHB Chlef |
| BENGHALIA Yacine          | UHB Chlef |
| ITIM Ahmed                | UHB Chlef |
| AIT ATMANE Hassen         | UHB Chlef |
| ZERROUK Abdelkader        | UHB Chlef |
| HOUCINE ACHOUR Boumediene | UHB Chlef |

## **Comité scientifique**

**Prof. KASSOUL Amar**

**Président du comité Scientifique**

|                           |                   |
|---------------------------|-------------------|
| Prof. KADRI Abdelkader    | UHB Chlef         |
| Prof. EZZIANE Karim       | UHB Chlef         |
| Prof. SAAD HAMOUDI A.     | UHB Chlef         |
| Prof. BOURAHLA Nouredine  | U Blida           |
| Prof. ADDA-BEDIA El-abbas | U Sidi Bel Abbés  |
| Prof. SHAHROUR Isam       | France            |
| Prof. KHELAFI Hamid       | USTO              |
| Prof. CISSE Brahim        | Sénégal           |
| Prof. VILLARD Pascal      | U.Grenoble France |
| Prof. MISSOUM Hanifi      | U Mostaganem      |
| Prof. REDJEL Bachir       | U Annaba          |
| Prof. BAHAR Ramdan        | USTHB             |

|                          |              |
|--------------------------|--------------|
| Prof. CHEMROUK Mohamed   | USTHB        |
| Dr. LAMRI Belkacem       | UHB Chlef    |
| Dr. BRANCI Taieb         | UHB Chlef    |
| Dr. BOUGARA Abdelkader   | UHB Chlef    |
| Dr. DELLA Noureddine     | UHB Chlef    |
| Dr. DJAFER HENNI Ahmed   | UHB Chlef    |
| Dr. HAMRAT Mostefa       | UHB Chlef    |
| Dr. HALLAL Amed          | UHB Chlef    |
| Dr. BOULEKBACHE Bensaïd  | UHB Chlef    |
| Dr. AIT ATMANE Hassen    | UHB Chlef    |
| Dr. BELKATIR Mostefa     | UHB Chlef    |
| Dr. REMAOUN Mohamed      | UHB Chlef    |
| Dr. HASSAINE DAOUADJI T. | U. Tiaret    |
| Dr. OUAZIR ABDERAHMANE   | U Mostaganem |
| Dr. BELAZOUGUI Mohamed   | CGSismique   |
| Dr. FARSI M.A.           | CGSismique   |
| Dr. ARAB Rabah           | France       |
| Dr. MARWAN Sadek         | France       |
| Dr. BOUFERRA Rachid      | Maroc        |
| Dr. NINOUH Tarek         | U.Tébessa    |
| Dr. NECHNECH Amar        | USTHB        |
| Dr. OUARZIDINI Ahmed     | Canada       |

## Préface

Dans le cadre des manifestations scientifiques organisées par notre université Hassiba Benbouali de Chlef, la faculté de Génie Civil et d'Architecture compte organiser le 6<sup>ème</sup> symposium sur la construction en zones sismiques qui aura lieu les 9 et 10 Octobre 2013. Ce symposium vient après ceux déjà organisés à propos des mêmes objectifs tracés par le département de Génie Civil depuis 1987. Cet évènement devenu maintenant une tradition méritant d'être organisée régulièrement tous les deux ou trois ans. Particulièrement, cette année, ce symposium coïncide bien avec le trentième anniversaire de la création de l'Institut National d'Enseignement Supérieur de Génie Civil (Décret n°83/623 du 5 novembre 1983) d'une part, et d'autre part avec le trente-troisième anniversaire du séisme d'El Asnam du 10 Octobre 1980.

A l'heure actuelle, la construction en zones sismiques connaît une épreuve et un développement sans précédent et évoque l'ensemble des techniques traitant les constructions civiles, industrielles et d'autres ; c'est un indicateur puissant et efficient du progrès et de la civilisation de n'importe quel pays dans ce monde qui ne s'attarde pas à se développer. La région de Chlef est reconnue comme une zone de forte sismicité, ce qui évoque fortement et soulève tant de problèmes et tant de questions sur la construction. Par conséquent, ceci exige une définition d'un cadre scientifique permettant une ample contribution dans ce domaine en impliquant le Génie Civil et ses disciplines comme éléments de base déterminant le destin de ces constructions.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, une raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique des constructions doit être mise en place. La limitation des effets de l'action sismique peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque du sol. La conception architecturale parasismique est obligatoire car son rôle est fondamental dans la résistance des constructions et leur comportement dynamique lors d'une secousse sismique. En plus, le choix convenable du contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure. Cela doit être accompli par une étude minutieuse des matériaux de construction et un dimensionnement convenable des éléments structuraux selon la réglementation en vigueur et les nouvelles méthodes de calcul développées. Pour les ouvrages construits avant l'apparition des règles parasismiques modernes, le problème est complexe sur tous les niveaux où des études de la vulnérabilité sont largement exigées.

Pour cette raison, ce symposium vient pour répondre aux préoccupations des promoteurs de la construction en zones sismiques et dont les thèmes sont structurés comme suit :

- Aléas Sismiques
- Interaction Sol – Structure
- Comportement des Structures et des Sols
- Dynamique des Structures et des Sols
- Conception moderne des structures et d'Infrastructures en Zones Sismiques
- Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés
- Réglementation Parasismique
- Techniques d'amélioration des Sols
- Matériaux innovant pour la construction en zones sismiques
- Gestion des risques post sismique (Incendie, inondation...)
- Architecture parasismique.

**Président du comité Scientifique**  
**Prof. KASSOUL Amar**

## TABLE DES MATIERES

### TOME 1

#### SESSION ORALE

##### Aléas sismiques et Interaction sol – structure

|   |    |
|---|----|
| <i>DERRAS BOUMEDIENE</i> : ESTIMATION DES PARAMÉTRÉS DE NOCIVITÉ PAR LA MÉTHODE NEURONALE AVEC L'UTILISATION DES DONNÉES JAPONAISES.....                                    | 2  |
| <i>Gouasmia Abdelhacine</i> : NUMERICAL SIMULATION OF SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION INCLUDING SITE EFFECTS .....   | 12 |
| <i>BENLAALA NAWEL, ABDELKRIM KADID</i> : INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BATIMENTS.....  | 20 |
| <i>B. Sbartai, S. Messioud, D. Dias</i> : IMPEDANCE DYNAMIQUE VERTICALE D'UNE FONDATION PLACEE A LA SURFACE D'UN SOL COMPRESSIBLE RENFORCE PAR INCLUSIONS.....              | 28 |
| <i>ACHOURI ABDERREHIM, AMRANE MOHAMED NADIR</i> : INFLEUNCE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE.....   | 37 |
| <i>CHOHRA BENMANSOUR, MUSTAPHA DJAFOUR, NASSIMA BENMANSOUR, DJAWAD ZENDAGUI</i> : APPLICATION DE L'APPROCHE DEPLACEMENT SUR LES PONTS CONTINUS SOUS SEISME TRANSVERSAL..... | 45 |

##### Comportement des sols

|  |    |
|--|----|
| <i>ABDELLAH KRIM, AHMED ARAB, MOSTEFA BELKHATIR &amp; NOUREDINE DELLA</i> :ÉTUDE AU TRIAXIAL AVEC MICROTOMOGRAPHIE DE L'INFLUENCE DU MODE DE DÉPÔT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ D'UN SABLE LÂCHE | 55 |
| <i>K. Merabet, A. Arab, K. Negadi</i> :INFLUENCE DU PRECHARGEMENT MONOTONE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SABLE DE CHLEF.....  | 65 |
| <i>NOUREDDINE DELLA, MOSTEFA BELKHATIR, AHMED ARAB</i> : LABORATORY STUDY OF THE LIQUEFACTION STRENGTH CHARACTERISTICS OF OVERCONSOLIDATED SAND SAMPLES FROM CHLEF REGION IN NORTHERN ALGERIA..... | 72 |
| <i>I. Benkechkache, M.Derradji, B.Benrachi</i> : L'IMPACT DU RISQUE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LE CADRE BATI CAS DE CONSTANTINE.....  | 79 |
| <i>REMIL Aicha, HACHICHI Abdelkader</i> : IMPACT DES MODELES DE COMPORTEMENT SUR LA SIMULATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES .....  | 86 |
| <i>M. BELKHATIR, N. DELLA, A. ARAB, A. KADRI, T. SCHANZ</i> , INSIGHT INTO THE EFFECTS OF GRADATION ON THE PORE PRESSURE GENERATION OF SILTY SAND SOILS.....                                       | 92 |

## Comportement des structures

|  |     |
|--|-----|
| <i>ABDELHAK ZOHRA, HASSAINE DAOUADJI TAHAR, HADJI LAZRAG, MEKKARI FATIMA</i> : ETUDE COMPARATIVE ENTRE L'ANALYSE PUSH-OVER ET LA MÉTHODE PROPOSÉE PAR LE RPA POUR L'ÉVALUATION DE FACTEUR DE COMPORTEMENT..... | 102 |
| <i>Sahoui Hamza, Oubraham Chahrazed</i> : EFFET DE LA SURELEVATION SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DE STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME   | 111 |
| <i>MEZIGHECHE, MERZOUUD</i> :COMPORTEMENT DES REMPLISSAGES DANS LES STRUCTURES SOUMISES AUX CHARGES HORIZONTALES.....  | 116 |
| <i>AHMED ATTIA, BENSALAH HADJI, NAAS ALLOUT, MASTAPHA AMOR , FAIZA M'HAMDI</i> : L'INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE SUR LE COMPORTEMENT ET LA RUPTURE DE L'ACIER.....                         | 126 |
| <i>SALEH NOUI, ABDERRAHIM BALI, ABDELKRIM KADID</i> : ÉTUDE DE L'INFLUENCE DES PANNEAUX DE REMPLISSAGE SUR LA REPOSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME.....  | 132 |
| <i>Halima ABDESSELAM , Amar KASSOUL</i> : EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME  | 140 |
| <i>T.AYAD, T.KADRI, A.REZIGUA, AA.DOUCENE, N.SADKI</i> : COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE STRUCTURE APRES RENFORCEMENT PAR DES FIBRES DE CARBONE.....  | 151 |

## Dynamique des sols

|  |     |
|--|-----|
| <i>BESSEGHIER ABDERRAHMANE</i> : prédiction des déformations de terrains en pente DANS UNE zone sismique : EXEMPLE RN 14 A Theniet el had.....                         | 162 |
| <i>BOUDINA TOUNSIA, MOHAMADI Saddika, SERIDI AHCENE</i> : ESTIMATION DES EFFETS DE SITE NON-LINEAIRES DES PROFILS DE SOL DE LA REGION DE BOUMERDES.....                | 169 |
| <i>H. DJILALI BERKANE, Z. HARICHANE</i> : PRISE EN COMPTE DE L'ASPECT STOCHASTIQUE DES COUCHES DE SOL DANS LA VARIATION SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE EN SURFACE..... | 176 |
| <i>Hadj Brahim M., Djermane M. et Douli D.</i> : INVESTIGATION SUR L'EFFET DES RAIDISSEURS SUR LES MODES DE VIBRATION DES RESERVOIRS METALLIQUES                       | 184 |

## Dynamique des structures

|   |     |
|---|-----|
| <i>Boubazine Leila, Kebabe Hamza</i> : Stabilisation du site des 660 logements Tarzouste -El Milia- wilaya de Jijel .....                   | 192 |
| <i>F. Bouchala, A. Seghir, A. Tahakourt</i> : ANALYSE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES RESERVOIRS EN BETON SURELEVES.....                       | 200 |
| <i>A. Chabani, A. Berga, Y. Abdelaziz, S. benahchilif</i> : REPOSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES SOUMISES A UN SIGNAL SISMIQUE STOCHASTIQUE..... | 208 |

|  |     |
|--|-----|
| <i>DERGHOUM RABAH, ZADEM MEHDI SIDI MOUSSA BILLAL</i> : REPOSE DYNAMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DES MACHINES VIBRANTES.....   | 215 |
| <i>Y. ZELMAT, M. HAMMOUTENE</i> : DESCRIPTION PROBABILISTE DE LA REPOSE MAXIMALE DES SYSTEMES SOUS EXCITATION SISMIQUE COMPTE TENU DE LA VARIABILITE DES FREQUENCES PROPRES DE VIBRATION. .... | 225 |
| <i>BOUDINA TOUNSIA, SERIDI AHCENE, ROUABEH AICHA, ALLOUT NAAS</i> : DERIVATION D'UN SPECTRE DE REPOSE SPECIFIQUE AU SITE DE LA MOSQUEE D'ALGER .....   | 234 |

### Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone sismique

|  |     |
|--|-----|
| <i>A. BENANANE, A.OUAZIR, S.BENANANE, M.TITOUM, G.MEZOUDJ</i> : METHODOLOGIE MODERNE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES PAR L'APPROCHE ORIENTEE OBJET.....   | 242 |
| <i>S. BENANANE, D. KERDAL, A. BENANANE, A. OUAZIR, M. TITOUM</i> : CONCEPTION MODERNE DES STRUCTURES SPATIALES DU GENIE CIVIL PAR L'APPROCHE DES ALGORITHMES GENETIQUES.....   | 250 |
| <i>S. Harzalla, M. Chabaat</i> : CONTROLE NON DESTRUCTIF DE PROPAGATION DES FISSURES PAR UN CAPTEUR A COURANT DE FAUCOULT EN MODE DIFFERENTIEL POUR L'INSPECTION DES STRUCTURES EN CHARPENTE METALLIQUE APRES LE DEGAT SISMIQUE..... | 257 |
| <i>ZOUAOUI SAMIA, KADRI TAHAR</i> : Stochastic analysis of a no-uniform surface of bridges.....  | 267 |
| <i>Medjamia Med El-Fatih, Boulekbache Bensaid<sup>2</sup>, Chemrouk Mohamed<sup>3</sup></i> : APPROCHE SIMPLIFIEE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME SELON LES METHODES EN PERFORMANCE .....                       | 274 |
| <i>HADJ MOHAMED. Ounis, ABDELHAFID. Ounis</i> : EFFET du taux d'amortissement d'un système d'isolation LRB SUR la réponse sismique d'un Bâtiment.....  | 284 |

### Vulnérabilité des structures

|   |     |
|---|-----|
| <i>DJAFER HENNI Imane, DENINE Sidali, KHELIFA KERFAH Ilyas, KASSOUL Amar</i> : Analyse de la vulnérabilité d'un bâtiment administratif situé dans une zone de moyenne sismicité en Algérie..... | 294 |
| <i>SAFA Abdelkader, BENSATTALAH Tayeb, RAMDANE.Kheir Eddine, FARSI Mohamed</i> : ETUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN BATIMENT EXISTANT  | 303 |
| <i>ABDELHEQ GUETTICHE, MOSTEFA MIMOUNE</i> : ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EXISTANTES EN CONSTANTINE  | 312 |
| <i>SOFIANE BOURADA, TAÏEB BRANCII &amp; MOHAMMED TAMAHLOULT</i> : ETUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE D'UNE STRUCTURE AUTOSTABLE EN BETON ARME DIMENSIONNEE SELON LE REGLEMENT RPA99/V2003.....    | 322 |



|  |     |
|--|-----|
| <i>MAHMOUD SERRAYE</i> : DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE D'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT ET DE LA VULNERABILITE SISMIQUES..... | 332 |
|--|-----|

### **Vulnérabilité, et réhabilitation des ponts endommagés**

|  |     |
|--|-----|
| <i>LARBI, M.NAILI, A.KIBBOUA</i> : DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE DES PILES EVIDEE D'UN PONT EN BETON ARME SELON RPOA-2008..... | 343 |
|--|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <i>DJEMAI, M. BENSABIBI</i> : ELABORATION D'UNE CARTE DE VULNERABILITE POUR LES PONTS DE LA WILAYA DE TIPAZA ..... | 353 |
|--|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <i>ZELLAT, KADRI</i> : DEVELOPED EARTHQUAKE DAMAGE DETECTION METHODS IN BRIDGE STRUCTURES..... | 362 |
|--|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <i>F. Dif , M.Mouli, K.Bendani, A.Mahi, S. Benosman et M.Hamadache</i> : SURVEILLANCE DES OUVRAGES PAR LES APPAREILS CORROSIMETRE ET LE CONDUCTIVIMETRE POUR REHABILITER EN SONE SISMIQUE..... | 370 |
|--|-----|

### **Réhabilitation des structures et des ponts endommagés**

|   |     |
|---|-----|
| <i>DJAMAL ALIOUANE , RABAH CHAID</i> : RENFORCEMENT DES STUCTURES EN BETON PAR LES MATERIAUX COMPOSITES ..... | 378 |
|---|-----|

|   |     |
|---|-----|
| <i>R. YEGHNEM, A. A. BOUSAHLA, L. BOULEFRAKH, S.A. MEFTAH, A. TOUNSI et E.A. ADDA BEDIA</i> : EFFET DE LA RÉPARTITION SINUSOÏDALE DES FIBRES DE COMPOSITES SUR LA RIGIDITE LATERALE DES MURS DE CONTREVENTEMENT RENFORCÉS ..... | 383 |
|---|-----|

|   |     |
|---|-----|
| <i>Tahar HASSAINE DAOUADJI, Mahamat Oumar ANDJAMI, Abderezak RABAHI, BENFERHAT Rabia , Belkacem ADIM , El Abbas ADDA BEDIA</i> : Efficacité de l'utilisation des composites à fibre de carbone pour le renforcement des poutres métalliques des ponts ..... | 391 |
|---|-----|

|   |     |
|---|-----|
| <i>Mahfoud Touhari , Ratiba Mitiche-Kettab, Mouloud Abdessemed, Abderrahim Bali</i> : INFLUENCE DU RENFORCEMENT PAR MATERIAUX COMPOSITES A BASE DE FIBRES DE CARBONE 'CFRP' SUR LE COMPORTEMENT D'UN PONT A POUTRE EN BETON ARME..... | 398 |
|---|-----|

|   |     |
|---|-----|
| <i>RABIA BENFERHAT, TAHAR HASSAINE DAOUADJI, ABDELOUAHED TOUNSI</i> : ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT SELON LE CODE BAEL DES POUTRES ENTE RENFORCEE EN FLEXION PAR COLLAGE EXTERNE DES PLAQUES COMPOSITES..... | 404 |
|---|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <i>Nassim Kernou, Khalil Belakhdar , Yeghnem Reda, et Yazid Harbit</i> : USING THE FINITE DIFFERENCE METHOD FOR THE CALCULATION OF STRESSES IN THE REPAIREOFBEAMS WITH FRP PLATES..... | 413 |
|--|-----|

### **Risque d'incendie**

|   |     |
|---|-----|
| <i>KADA ABDELHAK, LAMRI BELKACEM, BENLAKEHAL NOUREDDINE, BOUCHAIR ABDELHAMID, MESQUITA LUIS M.R.</i> : ON THE BEHAVIOUR OF STRUCTURAL STEEL BEAMS UNDER NATURAL COMPARTMENT FIRE..... | 423 |
|---|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <i>Abderrahim Labed, Toufik Benmansour, Selma Salem</i> : EFFETS DES | 433 |
|--|-----|

|  |            |
|--|------------|
| <b>CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X ET EN V SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES MULTI- ÉTAGÉES EN ACIER SELON RPA99 ET EC8</b>   |            |
| <i>BOULAOUAD ABDERRACHID : TRAITEMENT D'UNE ANOMALIE DU SPECTRE DE CALCUL R.P.A.</i> .....   | <b>441</b> |
| <i>BENLAKEHAL NOURREDINE, LAMRI BELKACEM, KADA ABDELHAK, BOUCHAIR ABDELHAMID, MESQUITA LUIS M.R. : SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES PORTIQUES MÉTALLIQUES EN SITUATION D'INCENDIE</i> ..... | <b>448</b> |

### **Techniques d'amélioration des sols**

|  |            |
|--|------------|
| <i>Benaissa M., Bendani K., Missoum H., Laredj N. : IDENTIFICATION ET AMELIORATION DES SOLS GONFLANTS DE LA REGION DE L'OUEST ALGERIEN</i> .....                               | <b>459</b> |
| <i>S. Attallaoui, S. Benmebarek : PERFORMANCE SISMIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE</i> .....   | <b>469</b> |
| <i>Nouri Said, Nechnech Amar2 &amp; Lamri Belkacem : EFFET D'ECHELLE ET MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SABLE RENFORCES PAR DES GEOSYNTHETIQUE</i> ..... | <b>478</b> |
| <i>K. Negadi, A Arab : BEHAVIOUR OF SOIL-REINFORCED WITH ROOTS VEGETATION</i> .....  | <b>487</b> |
| <i>ZERROUK ABDELKADER, LAMRI BELKACEM AND VIPULANANDAN C.: EFFECTS OF CEMENTITIOUS MATERIALS ON THE PERFORMANCE OF CLAYEY SOILS</i> .....                                      | <b>495</b> |
| <i>KHEIRA OUZAA, MOHAMMED BENALI BENMANSOUR : Techniques d'amélioration des infrastructures</i> .....  | <b>504</b> |

### **Matériaux innovant pour la construction en zone sismique**

|   |            |
|---|------------|
| <i>Nassim Kernou, Khalil Belakhdar , Yeghnem Reda, et Yazid Harbit : RELIABILITY AND SENSITIVITY ANALYSIS OF HIGH STRENGHT CONCRETE</i> .....                     | <b>511</b> |
| <i>F. BERKANI, A. BELAKROUF : Influence de la teneur en eau sur la durabilité du béton par mesure de la perméabilité à l'oxygène</i> .....                        | <b>521</b> |
| <i>Abdelouahed Assia, Belachia Mouloud : INFLUENCE DES DOSAGES DE CIMENT ET DE FILLER SUR LA RESISTANCE MECANIQUE DES BAP DANS UN MILIEU AGRESSIF</i> .....       | <b>530</b> |
| <i>Henni-Chebra Khadidja, Bougara Abdelkader : EFFET DES PARTICULES SEDIMENTABLES ENGENDREES PAR LA FABRICATION DU CIMENT SUR L'ENVIRONNEMENT</i> .....           | <b>538</b> |
| <i>AHMED KHENE, CHARAF EDDINE MESSAI, MOULOUD MERZOU : DIFFÈRENTES CONFIGURATIONS DE RENFORCEMENT DES ÈLÈMENTS FLÈCHIS PAR DU TISSU EN FIBRE DE CARBONE</i> ..... | <b>544</b> |
| <i>ADJABI. S, NOUAOURIA. M. S : AMELIORATION DU SOL AFFAISSABLE PAR FIBRES DE POLYETHYLENE</i> .....  | <b>552</b> |
| <i>Fatiha Kazi Aoual-Benslafa, Djamel Kerdal, Belkacem MEkerta, Abdelaziz</i> .....   | <b>562</b> |

*Shemcha* : **CARACTERISATION DU BETON DE REVETEMENT DE TUNNEL FABRIQUE AVEC DES FIBRES POLYPROPYLENE ET SOUMIS A DE HAUTES TEMPERATURES.....**

### **Architecture parasismique.**

*DAHMANI KRIMO, MOUDJARI MESSAOUD, ADAD MOHAMED CHERIF* : **LA MISE EN SCENE DE LA DEMARCHE "PROJET URBAIN..... 569**

*BEN ABD ELFATTAH Med, KEHILA Youcef* : **vers UNE méthodologie d'assistance à la conception architecturale en symbiose avec le risque sismique 576**

*Samia Rebouh, Khadidja Boughazi, Imène Adimi* : **L'ARCHITECTURE PARASISMIQUE, UNE ALTERNATIVE DE PREVENTION SISMIQUE ..... 584**

*Khadidja Boughazi , Messaoud Aiche , Samia Rebouh* : **RISQUE SISMIQUE ET URBANISATION : QUELLES ALTERNATIVES DE PREVENTION ? ..... 594**

## TOME 2

### SESSION POSTER

#### Comportement sols - structures ;

|  |            |
|--|------------|
| <b>ELBAHI FATMA ZAHRA : MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENTS MONOTONES ET CYCLIQUES.....</b>   | <b>2</b>   |
| <b>SEKHAL Adjel Ahmed, BENDANI Karim, BENSMAN Hamza : Etude de l'effet des paramètres géométriques sur la stabilité des talus naturels</b>   | <b>12</b>  |
| <b>E. Elbahi, M. Smail, B. Elbahi, A.A. Sekhal : Etude d'amélioration d'un sol d'encroûtement calcaire de la région de Djelfa.....</b>   | <b>19</b>  |
| <b>BOUALLA NABILA, MAADEN Hafsa, DOUHI Bouabdellah Réda, et ABDELHADI Houari : CONCEPTION PARASISMIQUE : PROTECTION ET CONCEPTION.....</b>   | <b>28</b>  |
| <b>Djehaichia Salima, Rachid Lassoued : Comportement non linéaire des structures voiles faiblement armées en zone sismique.....</b>  | <b>36</b>  |
| <b>NESRINE GUETTAFI , TOUFIK MAALEM : ÉTUDE PAR ÉLÉMENTS FINIS DES STRUCTURES MEMBRANAIRES COMPORTANT DES OUVERTURES .....</b>   | <b>45</b>  |
| <b>Lazreg Hadji ; Zoubida Khelifa, Mohamed Zidour, Youcef Tlidji, Tahar Hassaine Daouadji, El Abess Adda Bedia : VIBRATION LIBRE DES PLAQUES SANDWICHES EN FGM UTILISANT UN CŒUR RIGIDE ET HOMOGENE.....</b> | <b>54</b>  |
| <b>Fatima Mekkari, Lazreg Hadji, Tahar Hassaine Daouadji, Zohra Abdelhak : EVALUATION DE LA CAPACITE D'UNE CONSTRUCTION PAR LA METHODE PUSH - OVER.....</b>  | <b>60</b>  |
| <b>Mourad SERIKMA : ETUDE PARAMETRIQUE DES STRUCTURES.....</b>   | <b>67</b>  |
| <b>Yousfi Mahfoud, Kassoul Amar, Berradia Abdallah, Benechaoui Abdallah : ANALYSE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN ZONE SISMIQUE.....</b>   | <b>73</b>  |
| <b>SMAIL Tayeb, ABED Mohamed : AMORTISSEUR A MASSE ACCORDEE DANS LE CONTROLE DE REPONSE DES BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR.....</b>   | <b>81</b>  |
| <b>KASSOUL Amar, Yousfi Mahfoud, BOUKORSI Elarbi et ELKHEIRI Nouredine : COMPARAISON DES NORMES EURO CODE 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003.....</b>                               | <b>89</b>  |
| <b>A. Seghir, A. Tahakourt : EFFETS DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES.....</b>  | <b>99</b>  |
| <b>BOUHALOUFA. A, KADRI. T, BELHACENE. A, REZZIGA. A, SADKI. N : PROBABILISTIC EVALUATION OF TRAFFIC FLUX AND ARTWORK SAFETY.....</b>  | <b>107</b> |

## Vulnérabilité, réhabilitation et Gestion des risques

|   |            |
|---|------------|
| <b>B. SETTI , F. SETTI , M. ACHIT-HENNI : L'EFFET DE LA CORROSION DES ARMATURES SUR LA DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BETON ARME ET LEUR REHABILITATION .....</b>                | <b>117</b> |
| <b>BENYAHIA Amar , SALHI Mohamed, GHRICI Mohamed : Mise au Point de Nouveaux Ciments Destinés à l'Amélioration de la Capacité Structurale des Ouvrages en Béton Armé.....</b> | <b>124</b> |
| <b>Samia HACHEMI, Samia CHABI, Abdelhafid OUNIS : Control du béton affecté par un incendie .....</b>  | <b>134</b> |

## Matériaux innovant pour la construction en zone sismique

|   |            |
|---|------------|
| <b>SALHI Mohamed, Benyahia , GHRICI Mohamed : Influence des ajouts minéraux sur la durabilité des mortiers conservés dans des milieux agressifs.....</b>  | <b>142</b> |
| <b>Belaribi Hassiba, Mellas Mekki : La méthode combinée pour évaluer la résistance de béton de fibres in situ.....</b>  | <b>150</b> |
| <b>Yasmina Kellouche, Abdelkader Bougara: Evaluation de la réactivité d'un laitier activé mécaniquement en utilisant l'analyse thermogravimétrique.....</b>                                     | <b>159</b> |
| <b>Adjoudj M'hamed, Didouche Zahia , Esselami redha, Merzoug Fatiha, ,Setti Fatima : EFFET DE LA POUZZOLANE NATURELLE SUR LA RHEOLOGIE DES MORTIERS EN PRESENCE D'UN SUPERPLASTIFIANT .....</b> | <b>167</b> |
| <b>Z. DIDOUCHE, K. EZZIANE, R. ESSELAMI, F. MERZOUG, F.Setti : EFFET DU TYPE DE SUPERPLASTIFIANT SUR LES PROPRIETES RHEOLOGIQUES, MECANIQUES ET CALORIMETRIQUES DU MORTIER .....</b>            | <b>174</b> |
| <b>DJABBAR BADIAA, MAADEN Hafsa, BOUALLA Nabila, BOUDRAA Haféda : L'INFLUENCE SISMIQUE ET ÉNERGÉTIQUE DU JOINT EN POLYSTYRENE DANS LES CONSTRUCTIONS EN ALGÉRIE.....</b>                        | <b>181</b> |

## Session spécial

|  |            |
|--|------------|
| <b>SOUADEK SEYFEDDINE, ABDELHAMID BECHEUR, ABDELKADER TAHAKOURT : CONTRIBUTION AU CALCUL PARASISMIQUE SELON LE SPECTRE DE REPOSE DU SIESME DE BOUMERDES 23 MAI 2003 ET COMPARAISON AVEC LES REGLEMENTTIONS PARASISMIQUES ALGERIENNES .....</b> | <b>223</b> |
| <b>A.CHERIF TAIBA, Y. MAHMOUDI, M. BELKHATIRI, A. KADRI, T. SCHANZ : ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SABLE LIMONEUX : INFLUENCE DE DIAMETRE EFFICACE .....</b>  | <b>233</b> |
| <b>MAHMOUDI. Y, CHERIFTAIBA.A, BELKHATIR.M, KADRI.A , SCHANZ.T: ETUDE EN LABORATOIRE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN MELANGE SABLE-LIMON : INFLUENCE DE L'INDICE DES VIDES EQUIVALENT .....</b>  | <b>242</b> |
| <b>A. FLITTI, N. DELLA, M. BELKHATIR, A. ARAB :EFFET DES MODES DE DÉPOSITION SUR LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE D'UN SOL GRANULAIRE.....</b>  | <b>255</b> |

|   |     |
|---|-----|
| <i>M. M. Mekkakia, A. Arab, M. Belkhatir</i> : EFFET DES FINES ET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES LIMONEUX.....                                    | 262 |
| <i>HADJADJ A., OUAZIR A., BENANANE A.</i> : L'EXCENTRICITE STRUCTURALE DANS MES BÂTIMENTS MULTITAGES EN QUESTIONS.....  | 269 |
| <i>CHEMMAM Med, ARAB Ahmed</i> : Etude en Laboratoire de l'Influence de la Densité Relative et du Confinement sur la Résistance non Drainé du Sol de Chlef.....       | 274 |
| <i>OUAZIR K. , OUAZIR A., BENANANE A.</i> : INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE SUR LE COMPORTEMENT AU SEISME DES BATIMENTS ISOLEES A LEUR BASE | 283 |
| <i>RAIS Souâd, OUNIS Abdelhafid</i> : INFLUENCE DE LA RIGIDITE DES DISSIPATEURS D'ENERGIE ADAS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UNE STRUCTURE DE PERIODE COURTE        | 291 |

### CONFERENCES PLENIERES

|  |     |
|--|-----|
| <i>BOUTARAA Z, G. VERRHIEST LEBLANC</i> : LA GESTION DU RISQUE SISMIQUE DANS LA VILLE DE CHLEF –ALGERIE-.....              | 302 |
| <i>STAMBOULI Nabila</i> : LA RECONSTRUCTION D'EL ASNAM EN 1954, LES RAISONS D'UN ECHEC. CAS DU CENTRE SAINT REPARATUS..... | 312 |
| <i>M.K.SAEED ELBOKL</i> : BEHAVIOUR OF SUBGRADE SOIL REINFORCED WITH GEOSYNTHETIC FIBERS.....                              | 318 |
| <i>N. Bourahla</i> : MERITES ET LIMITES DES ESSAIS DES VIBRATIONS AMBIANTES DANS L'IDENTIFICATION MODALE DES OUVRAGES..... | 328 |



# **1. Aléas sismiques et Interaction sol – structure**

## ESTIMATION DES PARAMÉTRÉS DE NOCIVITÉ PAR LA MÉTHODE NEURONALE AVEC L'UTILISATION DES DONNÉES JAPONAISES

DERRAS BOUMEDIENE<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Département de Génie Civil et Hydraulique, Université Dr Tahar Moualy-Saida

<sup>2</sup> Laboratoire RISAM, Université Aboubakr Belkaid- Tlemcen, b\_derras@mail.univ-tlemcen.dz

### Thème N° 1 : Aléa sismique

#### Résumé

Le but de ce travail est de tester la faisabilité des réseaux de neurones artificiels (RNA) pour prédire les paramètres de nocivité (PN) contrôlant la réponse sismique. Le RNA élaboré prend en considération à la fois l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée de l'excitation sismique. Les PN à déterminer sont: l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV), la vitesse absolue cumulée (CAV), l'intensité spectrale d'Housner ( $S_I$ ), l'intensité d'Arias ( $I_a$ ), la durée de la phase significative ( $D_s$ ) et l'accélération quadratique moyenne  $a_{rms}$ . Le RNA utilisé comprenant 5 entrées : la magnitude de moment, la distance épacentrale, la profondeur focale, la fréquence de résonance du site et la vitesse des ondes de cisaillement moyenne sur 30m de profondeur. La base de données KiK-Net est utilisée dans la phase apprentissage. Le RNA ne comporte aucun a priori initial sur la forme fonctionnelle (FF) de la relation d'atténuation. L'atténuation du mouvement sismique avec la distance, l'effet d'échelle de la magnitude et l'effet de site sont ainsi pris en considération par RNA. Les résultats obtenus indiquent une influence de la fréquence de résonance et la profondeur focale sur les PN.

**Mots –Clés :** Réseaux de neurones, paramètres de nocivité, Kik-Net, relation d'atténuation, effet d'échelle, effet de site.

### 1. INTRODUCTION

En génie parasismique l'identification anticipée des dommages engendrés par le mouvement du sol dans les constructions est extrêmement importante. La quantification de ce mouvement du sol se fait par des paramètres caractérisant le potentiel de dommage structural vis-à-vis des tremblements de terre. Pour obtenir une prédiction aussi précise que possible du niveau des dommages, il est souhaitable de réduire au minimum l'écart type entre les paramètres de nocivité et les paramètres caractérisant l'événement sismique et les conditions locales de site. Les études récentes montrent que l'accélération maximale du sol (PGA) n'est pas toujours pertinente en tant que indicateur de nocivité potentiel même si le PGA est simple à utiliser et conduit à une estimation directe des forces d'inertie. Ce paramètre qui se rapporte uniquement à l'amplitude du mouvement du sol est souvent insuffisant. Par exemple, un tremblement de terre de fort PGA et à courte durée peut provoquer moins de dommage par rapport à un séisme de PGA modéré et d'une longue durée. Ainsi, d'autres paramètres peuvent être utilisés pour augmenter la performance structurelle des bâtiments [1].

Les centrales nucléaires utilisent depuis longtemps les valeurs spectrales en accélération pour décider l'arrêt des systèmes après un tremblement de terre [1]. Les petites magnitudes non dommageables auxquelles le PGA est cependant très sensible ont entraîné des arrêts inutiles des centrales nucléaires [1]. Ces séismes ont causé un dépassement de critère relatif au séisme de service ou l'OBE (Operating Basis Earthquake). Pour éviter ce problème coûteux, l'Electric Power Research Institute [2] a constaté que la meilleure corrélation entre l'apparition des dommages structurels et le sol est donnée par l'utilisation de la vitesse absolue cumulée (CAV) et l'intensité d'Arias ( $I_a$ ).

Les avantages perçus par l'utilisation de ces paramètres nous a motivés à élaborer un modèle de prédiction des paramètres de nocivité dépendant du mouvement de sol. Les paramètres à déterminer sont : en plus de l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV), la vitesse absolue cumulée (CAV), l'intensité spectrale d'Housner ( $S_I$ ), l'intensité d'Arias ( $I_a$ ), la durée de la phase significative du signal ( $D_s$ ) et l'accélération quadratique moyenne  $a_{rms}$ .

Chacun de ces paramètres décrit certaines caractéristiques du mouvement sismique. Le PGA et PGV représentent seulement l'amplitude du mouvement.  $D_s$  sur la durée,  $S_I$  sur l'amplitude et le contenu fréquentiel.

En plus de son influence sur l'amplitude  $a_{rms}$  contrôle la durée. Ainsi les paramètres CAV et  $I_a$  décrivent les trois caractéristiques du mouvement du dol: l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée [3].

Malgré le fait que ces paramètres aient été reconnus comme des indicateurs pertinents de dommages, il n'existe pas une forme fonctionnelle unique qui régit l'ensemble des indices citée plus haut.

Pour palier cette insuffisance, une nouvelle approche est proposée dans le présent article. Il s'agit des réseaux de neurones artificiels (RNA), considérés comme une approche d'approximation générale et économe en temps de calcul. Cet outil s'est avéré efficace pour la résolution des problèmes non linéaire complexe.

Les RNA, ont connu ces dernières années un intérêt croissant par la communauté scientifique dans le domaine du génie parasismique, tel que l'estimation du PGV de la région Ouest des Etats Unis d'Amérique [4], la génération des spectres de réponses avec l'utilisation des données Kik-Net et K-Net [5] et aussi pour prédire l'accélération maximale du sol PGA du Japon [6].

Les travaux suscités reflètent l'importance des RNA. Cet outil peut, de part ses propriétés et sous certaines conditions, remplacer les méthodes polynomiales classiques. Il faut donc en premier lieu améliorer la capacité de généralisation des données inconnues, autrement dit éviter le problème de sur-apprentissage ([7]; [8]). Deuxièmement vérifier que le RNA dépend peu de la base de données de départ.

Le sur-apprentissage est lié au critère d'arrêt de l'apprentissage et au nombre de degré de liberté (poids) dans le modèle neuronal. Ce problème est pris en compte dans le présent modèle neuronal par la méthode de pénalisation des poids [9] citée plus loin dans ce papier. Cette méthode de régularisation permet d'obtenir une courbe d'atténuation du mouvement sismique régulière qui ne dépend pas trop de la base de données de départ.

Après une présentation de la base de données et les définitions des paramètres de nocivité utilisés dans ce papier, un aperçu sur les réseaux de neurones artificiels est donné. La méthode neuronale nous donne les poids des paramètres à approximer. Ces poids sont utilisés par la suite pour établir l'équation de prédiction des paramètres de nocivité. La validation du modèle élaboré est faite par le calcul des résidus et leur distribution. A la fin de cet article, on s'intéresse au modèle physique adjacent, autrement dit à l'influence de chaque paramètre d'entrée et aux effets de site sur les paramètres de nocivité.

## 2. BASE DE DONNEES ET METHODOLOGIE

Le réseau Japonais du mouvement fort KiK-Net est équipé d'un couple de 622 stations en surface et en profondeur avec un accélérographe à 3 composantes (NS, EW et UP). La profondeur de l'instrument au fond de forage varie entre 99 m et 3500 m avec une valeur moyenne géométrique de l'ordre de 222 m.

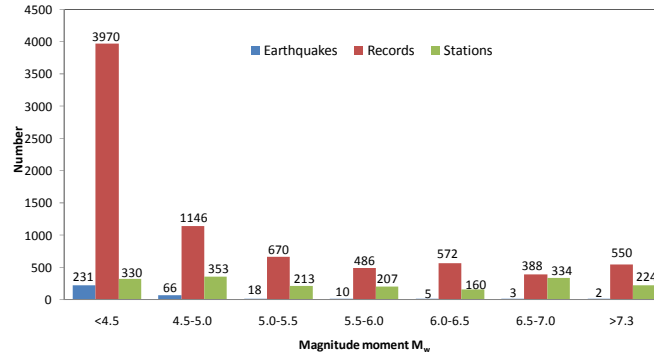
Le grand avantage de cette base de données est la présence pour chaque site des profils de vitesse des ondes P et S. Ces dernières ont été systématiquement dérivées à partir des mesures de fond et ce pour chaque site ([10]; [11]; [12]). Les vitesses moyennes des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres  $V_{s30}$  sont utilisées dans ce travail et ont été calculées par [13]. Une sélection d'événements enregistrés entre février 1998 et octobre 2004 -déjà utilisée pour établir des équations de prédiction des mouvements du sol de [14] et [6] a été réutilisées. Seuls les événements avec une magnitude de moment  $M_w$  supérieure à 3,5 et une profondeur de moins de 25 km ont été considérés.

3891 enregistrements sur 398 stations (figure 1) ont été sélectionnés. La gamme de la distance épacentrale est comprise entre 0.8 km et 343 km et en magnitudes entre 3.5 et 7.3. La distribution des données  $M_w$  en fonction de la distance épacentrale et la profondeur focale est représentée dans la figure 2 et la figure 3 respectivement. Le PGA reste dans l'intervalle 0.4 et 972  $cm/s^2$ . Les enregistrements ont été filtrés dans une bande allant de 0.25 à 25 Hz.

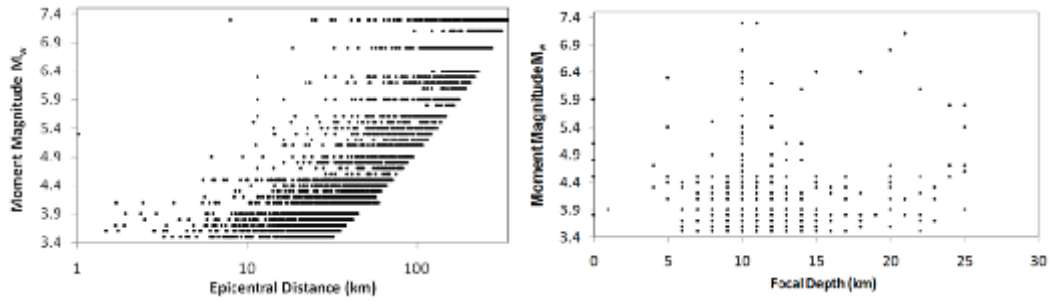
La prise en compte des différentes structures géologiques telles que les bassins sédimentaires est effectuée par une classification multiple basée sur deux paramètres : la fréquence de résonance du site  $f_0$  déterminée par la méthode H/V ([15] ; [16]) et  $V_{s30}$  définie par [1] (Cadet *et al.*, 2010):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (1)$$

où  $h_i$  représente l'épaisseur de la couche  $i$  et  $V_{si}$  sa vitesse de cisaillement.



**Figure 1.** Nombre de tremblements de terre, d'enregistrements et de stations utilisés pour le modèle de prédiction de PGA.



**Figure 2.** Variation de la magnitude en fonction de la distance épacentrale et la profondeur focale pour l'ensemble des données

Avant de présenter le RNA, nous définissons les PN. Le PGA et le PGV correspondent respectivement à la valeur absolue maximale de l'accélération et de la vitesse du sol, en un site donné. Le PGA est limité aux hautes fréquences. Tandis que le PGV est sensible à des fréquences intermédiaires. Le CAV (Cumulative Absolute Velocity) est défini dans sa version initiale comme suit [2] :

$$CAV = \int_0^{t_{\max}} |a(t)| dt \quad (2)$$

Où  $a(t)$  est l'accélération à  $t$  seconde de l'accélérogramme et  $t_{\max}$  est la durée totale de l'excitation sismique. Le paramètre d'intensité spectrale  $S_I$  proposé par [17] est défini comme étant l'intégrale entre une période de résonance d'un système à un seul degré de liberté  $T = 0.1$  et  $T = 2.5$  sec du pseudo spectre de vitesse  $S_v$ , calculé pour un amortissement de 5 %, son intérêt est de fournir une indication pondérée sur la gamme de périodes les plus courantes dans les ouvrages de génie civil [18] :

$$S_I = \int_{0.5}^{2.5} S_v(T) dT \quad (3)$$

La durée qui correspond à des faibles accélérations (phase faible) est généralement sans intérêt pour l'analyse des structures. La durée de phase forte est en revanche plus significative pour conduire l'analyse sismique d'un ouvrage. La définition de la "durée de la phase significative"  $D_s$  est basée sur l'énergie cumulée représentée par l'intégrale du carré de l'accélération. La durée correspond à la fenêtre dans laquelle l'énergie est comprise entre  $A_{10} = 5\%$  et  $A_{95} = 95\%$  de l'énergie totale de l'enregistrement.  $D_s$  a été définie initialement par [19]. Cette intégrale est directement liée à l'énergie du signal.

La valeur finale de l'énergie du signal est appelée l'intensité [20]. L'intensité d'Arias est définie par la relation suivante :

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{+\infty} a^2(t) dt \quad (4)$$

Où  $a(t)$  est l'accélération mesurée à l'instant  $t$  et  $g$  représente la force de pesanteur.

De même on peut définir une accélération quadratique moyenne souvent appelée  $a_{rms}$  (root mean square accélération), à partir de la pente moyenne de la fonction d'Arias entre  $A_{10}$  et  $A_{IF}$ . Elle est définie par :

$$a_{rms} = \sqrt{0.9 \cdot \left( \int_0^{t_{max}} a^2(t) dt / D_s \right)} \quad (5)$$

Ces PN seront plus utiles s'ils sont associés aux paramètres susceptibles de contrôler le mouvement sismique fort à la surface, tels que la magnitude, la distance, la profondeur du foyer, la vitesse des ondes de cisaillement et la fréquence de résonance du site. Les PN sont calculés en utilisant la moyenne géométrique des deux composantes horizontales NS et EW [21].

Le sous-ensemble d'enregistrements (Kik-net) et la méthode de réseaux de neurones artificiels sont utilisés pour prédire les 7 paramètres de nocivité, à savoir : PGA, PGV, CAV,  $S_I$ ,  $I_a$ ,  $D_s$  et  $a_{rms}$ . Un aperçu de la méthode de RNA est donné dans la section suivante.

### 3. MODELE DE RNA

Les réseaux de neurones artificiels sont des systèmes de traitement de l'information dont la structure s'inspire de celle du système neuronal du cerveau humain. Un neurone artificiel est un opérateur mathématique simple, possédant une ou plusieurs entrées, une sortie qui résulte du calcul de la somme des entrées, pondérées par des coefficients (dits poids de connexions ou poids synaptiques) et du calcul d'une fonction non linéaire (dite fonction d'activation) de cette somme pondérée.

Le réseau de neurones que nous avons mis en œuvre est de type Perceptron Multicouche unidirectionnel (PMCU). Ce dernier a une structure bien particulière: ses neurones sont organisés en couches successives. Chaque neurone d'une couche reçoit des signaux de la couche précédente *net* et transmet le résultat à la couche suivante *O*. Prenons à titre d'exemple le  $j^{ème}$  neurone de la couche cachée:

$$net(j) = \sum_{i=1}^N w_{ij} \cdot x(i) + b_j ; \quad 1 \leq i \leq N; \quad 1 \leq j \leq N_h \quad (6)$$

La sortie du même neurone est exprimée par :

$$O(j) = f(net(j)) \quad (7)$$

Le coefficient  $w_{ij}$  représente le poids de connexion entre le  $i^{ème}$  neurone de la couche d'entrée et le  $j^{ème}$  neurone de la couche cachée.  $f$  représente la fonction d'activation, tandis que  $b_j$  est le biais du neurone  $j$ .

Pour optimiser la vitesse de convergence lors de l'apprentissage, l'algorithme de la rétro-propagation du gradient de BFGS (du nom de ses inventeurs : Broyden, Fletcher, Goldfarb et Shanno) est utilisé dans cette étude. BFGS fait partie des méthodes d'optimisation dites "quasi-newtoniennes". Elle est dite du second ordre parce qu'elle prend en considération la dérivée seconde de la fonction de coût [22].

La fonction de coût utilisée dans ce papier est représentée par (8). Ce calcul est effectué pour l'ensemble des exemples de la base de données L qui est égal à 3891 :

$$mse = \frac{1}{L.M} \sum_{l=1}^L \sum_{k=1}^M (d_l(k) - y_l(k))^2; \quad 1 \leq k \leq M; 1 \leq l \leq L \quad (8)$$

Dans cette étude, le RNA élaboré contient 7 sorties qui représentent les paramètres de nocivité en  $\log_{10} M = 7$ .  $d_l(k)$  est la valeur mesurée du paramètre  $k$  pour l'exemple  $l$ . Tandis que,  $y_l(k)$  représente la valeur calculée du paramètre  $k$  pour l'exemple  $l$ .

Le problème de sur-apprentissage est évité par la méthode dite de régularisation par pénalisation des poids. Cette dernière consiste à imposer des contraintes au modèle, donc à apporter une information supplémentaire, sur l'évolution des poids du réseau de neurones.

Les performances des résultats obtenus par le RNA sont mesurées par l'écart type ( $\sigma_{total}$ ) définie par :

$$\sigma_{total} = \sqrt{mse} \quad (9)$$

$$\sigma(k) = \sqrt{\frac{1}{L} \sum_{l=1}^L (d_l(k) - y_l(k))^2} \quad (10)$$

La toolbox « Neural Networks » version 6.0.3 du logiciel Matlab (R2009b) version 7.9.0 [23] est utilisée pour l'élaboration du présent modèle.

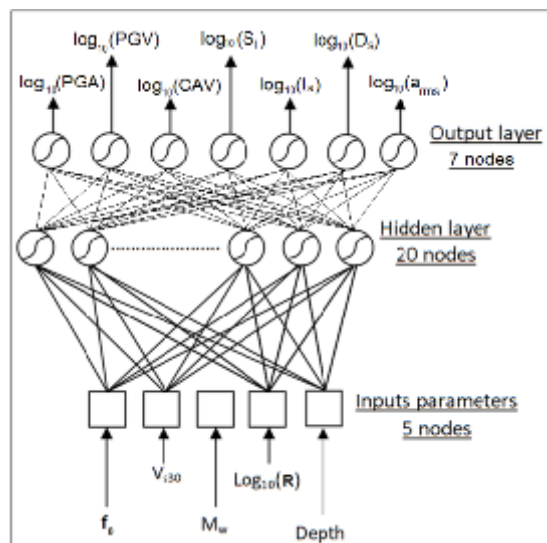
Le RNA élaboré pour prédire les paramètres de nocivité contient une seule couche cachée avec une fonction d'activation tangente hyperbolique pour la couche cachée et la couche de sortie. L'utilisation de cette configuration donne le  $\sigma_{total}$  le plus faible.

Le compromis entre la performance du modèle neuronal et la simplicité de le mettre en œuvre passe par un choix optimal du nombre de neurones. Dans ce contexte, un test a été effectué en variant le nombre de neurones  $N_h$  tout en calculant le  $\sigma_{total}$  et le critère de [24] AIC donné par :

$$AIC = L \cdot \log(mse) + 2.S \quad (11)$$

Ce calcul révèle un  $N_h$  optimal à 20. Avec 20 neurones et une fonction d'activation de type tangente hyperbolique dans la couche cachée on obtient un AIC et un  $\sigma_{total}$  faibles.

Le RNA final contient donc 5 entrées représentées par  $f_0$ ,  $V_{s30}$ ,  $M_w$ ,  $\log_{10}(R)$  et Depth. 20 neurones dans la couche cachée et 7 neurones dans la couche de sortie représentés par  $\log_{10}(PGA)$ ,  $\log_{10}(PGV)$ ,  $\log_{10}(CAV)$ ,  $\log_{10}(S_I)$ ,  $\log_{10}(I_a)$ ,  $\log_{10}(D_s)$  et  $\log_{10}(a_{rms})$ . La fonction tangente hyperbolique est utilisée dans les 20 neurones de la couche cachée. Ce type de fonction et les 7 neurones de la couche de sortie. La topologie du modèle neuronal est illustrée dans la figure 3.





**Figure 3.** Topologie du modèle neuronal

#### 4. MESURE DES PRFORMANCES DU MODELE

Le sigma\_total du modèle neuronal est égal à 0.370. Tandis que les valeurs de chaque paramètre sont résumées sur le tableau 1. Ce tableau montre que le plus petit sigma est celui de  $D_s$  et le plus grand est associé à  $I_a$ .

**Tableau 1.** Valeur de SIGMA pour chaque paramètre de nocivité

| Paramètres de nocivité | PGA    | PGV    | CAV    | $S_i$  | $I_a$  | $D_s$  | $a_{rms}$ |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-----------|
| Sigma(k)               | 0.3378 | 0.2930 | 0.2803 | 0.3072 | 0.6098 | 0.2748 | 0.3743    |

Le modèle neuronal est validé par l'analyse des résidus. Ces derniers sont définies par :

$$e_l(k) = \log_{10} obs_l(k) - \log_{10} pre_l(k) \quad (12)$$

$obs_l(k)$  et  $pre_l(k)$  représentent respectivement le paramètre de nocivité ( $k$ ) enregistré et celui prédite par le RNA pour l'exemple  $l$  respectivement. Pour voir si les résidus obtenus par le RNA suivent une loi normale, on a tracé la distribution de ses derniers sous forme d'histogramme (figure 4).

A partir des courbes de la figure 4 nous constatons que la distribution est symétrique et à peu près gaussienne. Ces résultats sont liés à la variabilité de la dépendance existante entre les paramètres d'entrée (qui sont sensés décrire le mouvement sismique de la source au site d'enregistrement) et les PN.

#### 5. INTERPRETATION DES RESULTATS ET DISCUSSION

La variation des formes fonctionnelles (FFs) des 7 paramètres de nocivité avec les paramètres caractérisant l'événement sismique et le site sont présentés et interprétés dans la présente section. La question qui se pose : est-ce que le modèle neuronal qui est régi par les données peut tenir compte du comportement physique adjacent. Pour répondre à cette question, et montrer l'influence de  $M_w$ ,  $R$ ,  $f_0$ ,  $V_{s30}$  et Depth sur les PN nous avons tracé les différentes FFs.

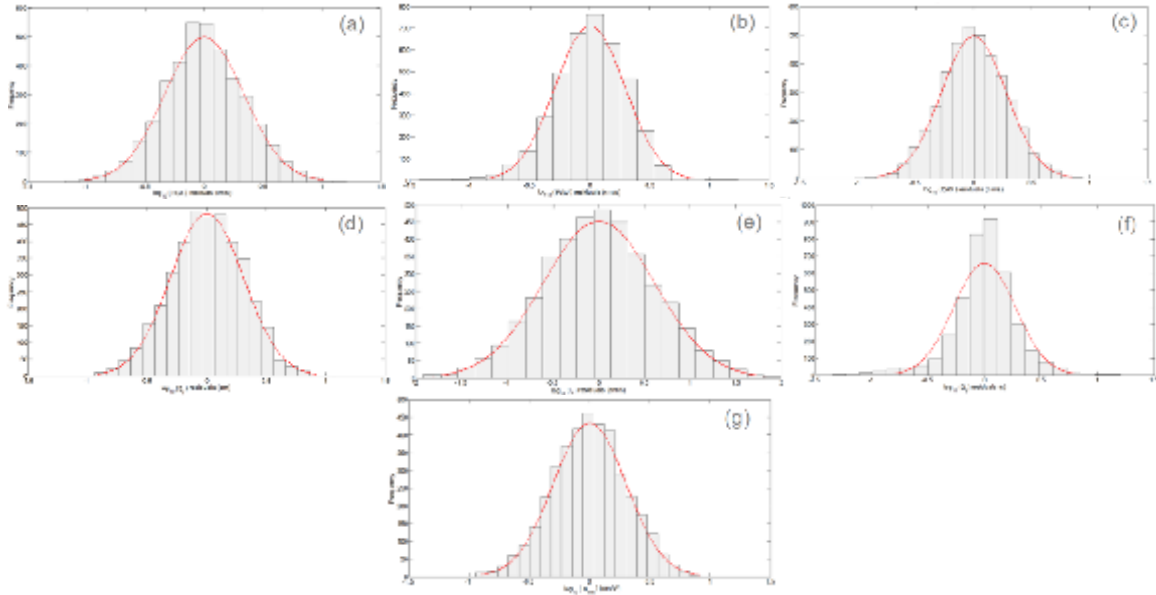
Dans la figure 5, nous avons essayé de montrer l'influence de  $f_0$  par l'utilisation de 3 valeurs : 1 Hz, 3 Hz et 6 Hz avec  $V_{s30} = 600$  m/sec et Depth = 10 km. Dans son coté, la figure 6 dévoile la variation de  $V_{s30}$  en fonction des PN, pour des valeurs de  $V_{s30}$  égales à 200 m/sec, 600 m/sec et 1000 m/sec, tandis que  $f_0$  et Depth restent constants 5 Hz et 10 km. L'influence de la profondeur sur les paramètres de nocivité est testée en utilisant 2 valeurs 5 km et 25 km toute en gardant  $f_0 = 5$  Hz et  $V_{s30} = 600$  m/sec (figure 7).

La figure 5 montre que la variation des PGA, PGV, CAV,  $S_i$ ,  $I_a$  et  $a_{rms}$  avec la distance épacentrale  $R$  confirme que la décroissance de l'amplitude du mouvement sismique avec la distance dépend de la magnitude. En outre, nous apercevons la présence de l'effet d'échelle en champs proche (un écart plus petit pour les grandes magnitudes et plus grand pour les petites magnitudes). Pour la  $D_s$  nous remarquons que l'influence de la  $M_w$  diminue avec la distance et que la durée augmente significativement en s'éloignent de la zone épacentrale. Ce dernier phénomène est dû à la propagation d'ondes dissipées et aux réverbérations dans la croûte [25]. Pour des grandes  $M_w$  (6 et 7) cette atténuation est moins marquante que pour les séismes ayant une  $M_w$  (5 et 4). En outre, on peut remarquer que, les amplitudes des PGA, PGV, CAV,  $S_i$ ,  $I_a$ ,  $a_{rms}$ , sont plus significatives à hautes fréquences qu'à faibles fréquences surtout pour les petites  $M_w$ , cette influence diminue avec l'augmentation de  $M_w$ . Par contre  $D_s$  est plus sensible aux faibles fréquences. Cette dépendance est conservée pour les 4 valeurs de  $M_w$ .

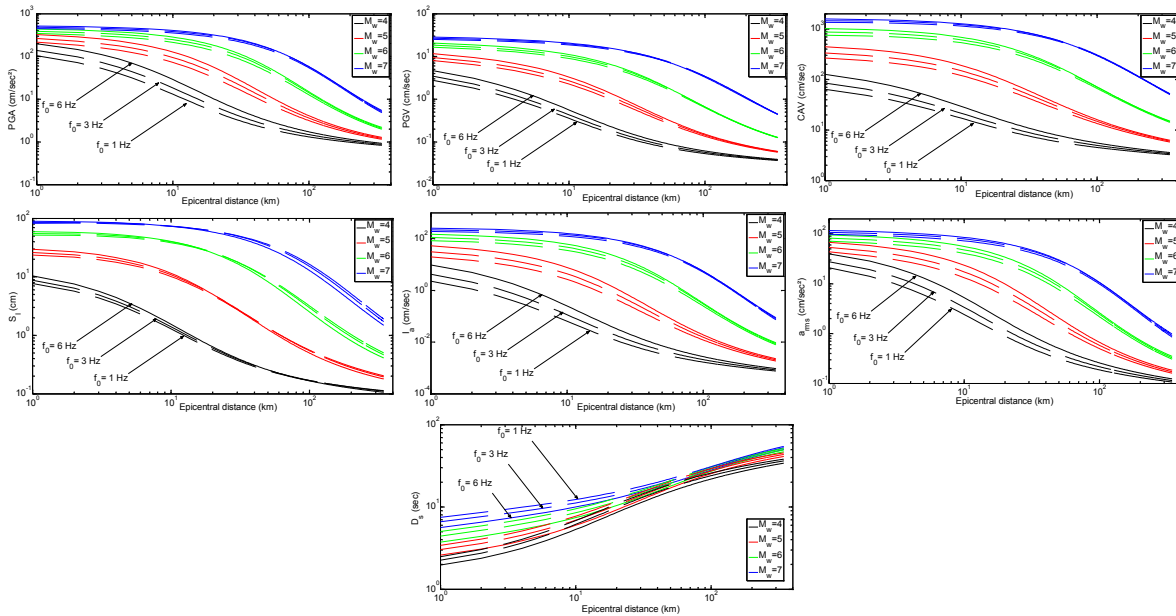
La figure 6 illustre l'influence de  $V_{s30}$  sur les FFs des différents PN. Les FFs obtenues par le RNA, confirment le fait que les faibles  $V_{s30}$  amplifient plus que les grandes  $V_{s30}$ . Cette influence est remarquable en champs proches par les petites  $M_w$  et par les grandes  $M_w$  en champ lointain.

Pour voir l'influence de la profondeur du séisme sur les paramètres de nocivité, nous avons représenté les variations des 7 paramètres en fonction de  $R$  et  $M_w$  en prenant deux valeurs de la profondeur 5 km et 25 km (figure.7). Pour ce faire, nous avons choisi un sol dont  $f_0 = 5$  Hz et la  $V_{s30} = 600$  m/sec.

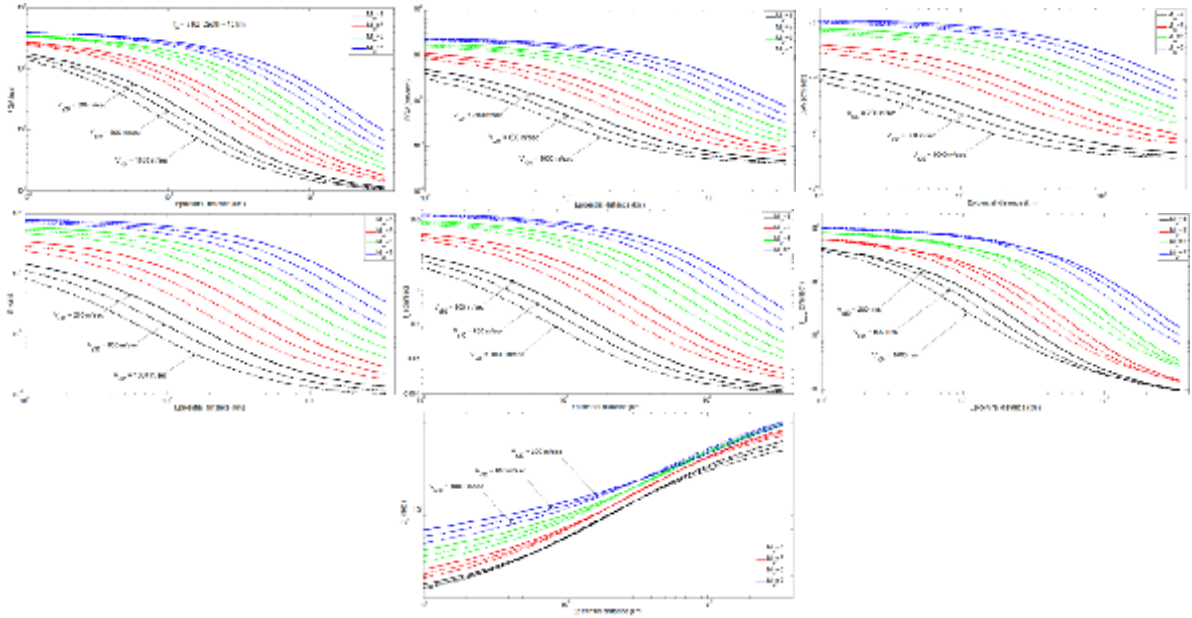
Pour les séismes crustaux, l'influence de la profondeur apparait mieux pour les faibles  $M_w$ . En champ proche et pour des  $M_w$  égales à 4 et à 5, les paramètres dus à des séismes peu profonds (5 km) sont plus forts que ceux de séismes plus profonds (25 km). Cependant cette tendance s'inverse à partir d'une certaine distance : les amplitudes générées pour une profondeur égale à 25 km sont plus fortes que celles d'un séisme modéré de faible profondeur. Pour les séismes de  $M_w = 6$ , la profondeur n'a pratiquement aucune influence sur les paramètres de nocivité. Pour  $M_w = 7$ , l'influence de la profondeur apparait à partir des distances intermédiaires avec des valeurs des paramètres de nocivités plus grandes pour les séismes superficiels. Par ailleurs, la profondeur a une influence nette sur la durée ; en particulier en  $M_w$  faible et modérée. Les durées sont plus importantes pour les séismes superficiels. Ceci peut s'interpréter comme étant dû à une plus forte proportion d'ondes de surface, plus dispersives, quand la profondeur est faible.



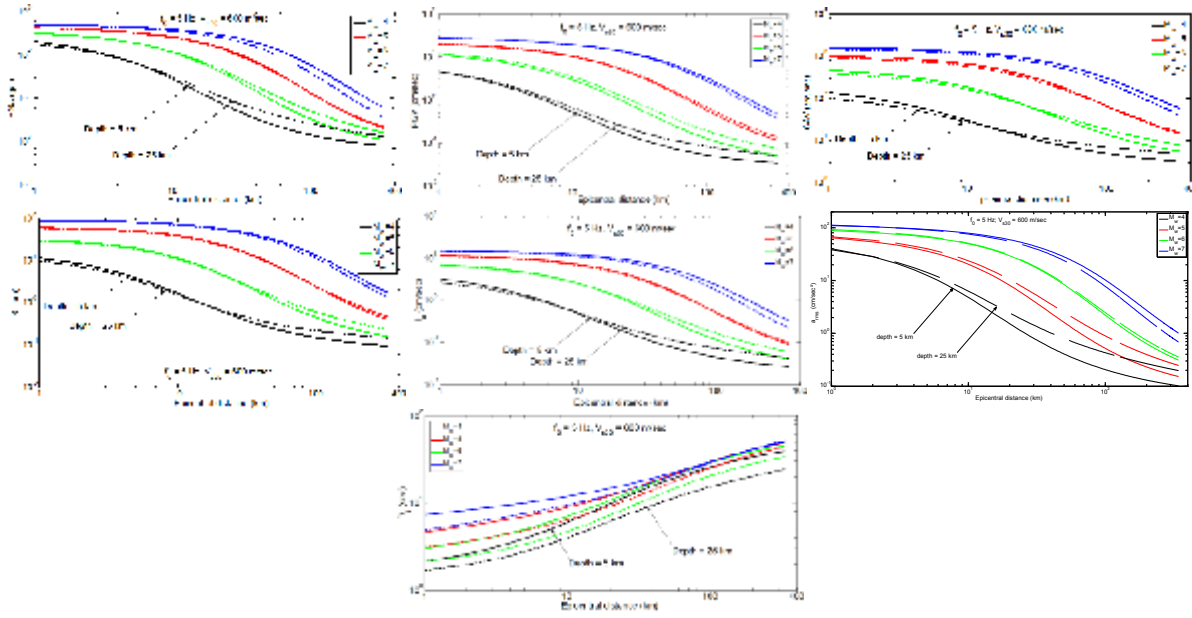
**Figure 4.** Distribution en histogramme des paramètres de nocivité générés par l'ANN4. La courbe représente la distribution normale théorique. (a) : PGA, (b) : PGV, (c) : CAV, (d) :  $S_b$ , (e) :  $I_w$ , (f) :  $a_{rms}$ , (g)  $D_s$ .



**Figure 5.** Variation des paramètres de nocivité avec la fréquence de résonance  $f_0$  en fonction de la distance épacentrale pour des magnitudes égales à 4, 5, 6 et 7.



**Figure 6.** Variation des paramètres de nocivité avec la  $V_{S30}$  en fonction de la distance épacentrale pour des magnitudes égales à 4, 5, 6 et 7.



**Figure 7.** Variation des paramètres de nocivité avec la profondeur focale (5 et 25) km, la distance épacentrale et la magnitude pour un sol raide.

## 6. CONCLUSION

Un modèle d'atténuation a été développé pour les PN caractérisant le mouvement du sol à la surface libre par la base de données accélérométriques Japonaise Kik-Net. Ces PN ont l'avantage de décrire le potentiel de dommages du mouvement sismique. Les paramètres prédits par le présent modèle neuronal permettent de capturer les effets de l'amplitude, du contenu fréquentiel, de la durée et l'énergie de l'enregistrement du mouvement du sol. La relation d'atténuation proposée dans cette étude peut être un outil de sélection de scénarios de tremblement de terre par l'estimation d'endommagement structurel.

L'algorithme d'apprentissage de BFGS a donné un  $\Sigma_{total}$  égal à 0.37. Les distributions des résidus calculés pour chaque paramètre sont symétriques et à peu près gaussienne. Pour la caractérisation des sites, une classification de site couplée est utilisée ( $V_{s30}$ ,  $f_0$ ). En plus de l'influence de  $V_{s30}$ , la fréquence de résonance à un effet qui ne faut pas le négliger surtout dans le cas des structures géologiques profondes. Le fait de dissocier la distance épacentrale et la profondeur focale et l'influence de cette dernière peuvent être quantifiés.

Les FFs des 7 PN développés par le RNA tiennent compte de l'effet d'échelle. La variation des PGA, PGV, CAV,  $S_i$ ,  $I_a$  et  $a_{rms}$  avec R confirme que la décroissance de l'amplitude du mouvement sismique avec la distance dépend de  $M_w$ . Par ailleurs, les hautes fréquences amplifiées plus que les faibles fréquences surtout pour les faibles  $M_w$ , cette influence diminue avec l'augmentation de la magnitude. Par contre  $D_s$  est plus sensible aux faibles fréquences. Cette dépendance est conservée pour les 4 valeurs de magnitudes. L'influence de  $V_{s30}$  est remarquable en champs proches pour les petites  $M_w$  et pour les grandes  $M_w$  en champs lointain. En outre, et à partir d'une certaine distance, les amplitudes générées pour une profondeur égale à 25 km sont plus significatives que pour celles d'une profondeur égale à 5 km et ce toujours pour les faibles magnitudes. Pour ce qui concerne les grandes magnitudes, l'influence de la profondeur apparaît à partir des distances intermédiaires. Par contre, la profondeur a une influence notable sur la durée. L'influence de la magnitude diminue avec la distance pour une profondeur égale à 5 km.

Ces résultats montrent que les FFs des PN prédites par le modèle neuronal représentent efficacement le comportement physique pour un site donné lors d'une excitation tellurique. Ce modèle qui se base sur l'apprentissage, s'adapte aux données enregistrées et peut être utilisé par les ingénieurs comme un outil de prédiction du mouvement sismique afin de déceler le risque sismique d'un site donné.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Danciu L., and Tselentis G.K. (2007), Engineering Ground-Motion Parameters Attenuation Relationships for Greece, Bulletin of the Seismological Society of America., Vol. 97, No. 1B, pp. 162–183.
- [2] Electrical Power Research Institute (EPRI). (1988), A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake, EPRI NP-5930., Palo Alto, California.
- [3] Kramer S.L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering., Publ. Prentice Hall.
- [4] Liu B-Y., Ye L.Y., Xiao M.L., and Miao. S. (2006), Peak Ground Velocity Evaluation by Artificial Neural Network for West America Region, 13th International Conference on Neural Information Processing., Hong Kong, October 3-6, China, vol. 4234, pp. 942-951.
- [5] Derras B., Bekkouche A., and Zendagui D. (2010), Neuronal approach and the use of kik-net network to generate response spectrum on the surface, Jordan Journal of Civil Engineering., Vol.4, pp.12-21.
- [6] Derras, B., P-Y. Bard, F. Cotton, and A. Bekkouche. (2012), Adapting the Neural Network Approach to PGA Prediction: An Example Based on the KiK-net Data, Bull. Seism. Soc.Am., Vol. 102. pp.1446-1461.
- [7] Saito K., and Nakano R. (2000), Second-order learning algorithm with squared penalty term, J. Neural Computation., Vol.12, No.3, pp.709-729
- [8] Wu Yan., and Zhang L. (2002), A new regularization learning method for improving generalization capability of neural network, 4th World Congress on Intelligent Control and Automation., Shanghai, June 10-14, Vol.3, pp.2011-2015, China.
- [9] Tesfamariam S., and L Zheng. (2010), Earthquake induced damage classification for reinforced concrete buildings, Structural Safety., Vol.32, pp.154–164.
- [10] Kinoshita S. (1998). Kyoshin Net (K-NET), Seism. Res. Lett., Vol. N0.69, pp.309-332.
- [11] Aoi S., Obara K., Hori S., Kasahara K., and Okada Y. (2000), New Japanese uphole/downhole, strong-motion observation network: KiK-net, Am. Geophys. Union., vol. 81, F863.
- [12] Aoi S., Kunugi T., and Fujiwara H. (2004), Strong-motion seismograph network operated by nied: k-net and kik-net, Journal of Japan association for earthquake engineering., Vol. 4, No.3.

- [13] Cadet H., Bard P-Y., and Rodriguez-Marek A. (2010), Defining a Standard Rock Site: Propositions Based on the KiK-net Database, *Bulletin of the Seismological Society of America.*, Vol.100, No.1, pp. 172–195.
- [14] Cotton F., Pousse G., Bonilla F., and Scherbaum F. (2008), On the Discrepancy of Recent European Ground-Motion Observations and Predictions from Empirical Models: Analysis of KiK-net Accelerometric Data and Point-Sources Stochastic Simulations, *Bulletin of the Seismological Society of America.*, Vol. 98, pp. 2244 - 2261.
- [15] Nakamura Y. (1989), A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, *Quarterly Report of Railway Technical Research Institute.*, Vol.30, pp.25–33.
- [16] Haghshenas E., Bard P-Y., Theodulidis N. (2008), Empirical evaluation of microtremor H/V spectral ratio, *Bull Earthquake Eng.*, Vol.6, No.1, pp.75-108.
- [17] Housner G. W. (1959), Behavior of structures during earthquakes, *J. Eng. Mech., Div. ASCE*, Vol.85pp.104–129
- [18] DGRR. (2011), Risque sismique et sécurité dans les ouvrages hydrauliques, *Rapport MEDDTL-DGRR.*
- [19] Trifunac M.D., and Brady A.G, (1975), A study on the duration of strong earthquake ground motion, *Bulletin of the Seismological Society of America.*, Vol.65, pp.581-626.
- [20] Arias A. (1970), A measure of earthquake intensity, in *Seismic design for nuclear power plants*, (R.J. Hansen, ed.) MIT Press, Cambridge MA, pp. 438-483.
- [21] Beyer K., and Bommer J. (2006), Relationships between median values and aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, Vol. 97, pp.1512–1522.
- [22] Robitaille, B., b. Marcos, M. Veillette, and G. Payr. (1996), Modified quasi-Newton methods for training neural networks, *Computers chem. Engng.*, Vol.20, pp.1133-1140.
- [23] Demuth H., Beale M., and Hagan M. (2009), *Neural Network Toolbox™ 6, User’s Guide.*, Copyright 1992–2009 by The MathWorks, Inc.
- [24] Akaike H. (1973), Information theory and an extension of the maximum likelihood principle. 2nd International Symposium on Information Theory, Budapest., pp. 267–281.
- [25] Boore, D. M. (2003), Simulation of ground using stochastic method, *pure and applied geophysics.*, Vol160, pp.635-676.

## NUMERICAL SIMULATION OF SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION INCLUDING SITE EFFECTS

Gouasmia Abdelhacine

<sup>1</sup> Department of Civil Engineering, University Badji Mokhtar, BP12 Annaba, 23000, Algeria  
abdelhacine.gouasmia@univ-annaba.dz; abdelhacine.gouasmia@lgc-univ-annaba.dz

### Thème N° 2 : Interaction Sol – Structure

#### Abstract

*The seismic behaviour and vulnerability assessment of buildings is a major concern in earthquake engineering. In this respect, we study in this research paper the effects of soil-structure and site-city interaction of structures that may be seen as a first level of vulnerability diagnosis. We present a finite element analysis of soil structure interaction, using representative soil models and structures from Annaba city (Algeria). The study highlights the main parameters that govern the mechanisms of the phenomenon and their influence on the modal features of the system. The given results allow a better physical insight on soil structure interaction and site-city effects at least in its fundamental aspect, as well as a first, reasonably accurate estimate of the importance of the phenomenon. The response to real accelerograms from Boumerdès (Algeria) earthquake is analyzed by considering an idealized city composed of ten buildings designed following the Algerian code requirements. As a first approach, the effect of buildings is described, this enables to identify the magnitude of the interaction, and to provide an assessment of both free field soil motion and building motion. semble des consignes qui aident la présentation de l'article sont présentées ci-dessous.*

**Key words :** soil-structure interaction, site-city effects, seismic vulnerability, finite element approach, numerical simulation.

### 1. INTRODUCTION

It is now a well established fact that vibrations produced by structures are transmitted to the ground by the so-called soil-structure interaction phenomenon, these vibrations can travel large distances and interact with other adjacent structures [1]. The effect of these interactions on the seismic response of structures, especially in dense populated cities resting on soft soils, was a subject poorly studied. Seismic risk in urban areas is an important subject of special interest given its impact on human losses and economic stakes.

Soil conditions at a given site may amplify the response of a given structure on a soil deposit. Not taking into account these structural response amplifications may lead to an under-designed structure resulting in a premature collapse during an earthquake.

The main idea behind this investigation is motivated by the fact that there is still great uncertainty into significance of seismic soil-structure interaction which takes into account site effects. There may be both beneficial and adverse effects into interaction. However, in many cases, soil-structure-interaction (SSI) is simply ignored in design without establishing whether it will increase or decrease the response of the structure. A second objective is that the probability of an earthquake of magnitude 7 or larger may occur in regions that have experienced strong earthquakes such as Chlef or Boumerdès or areas where new active faults are discovered (Annaba) following the second campaign of MARADJA [2]. Therefore, studies which include SSI effects will help for a better prediction of a performance of structure for future earthquakes [3].

State of the art knowledge and analytical approaches require, that the structure-foundation system be represented by mathematical models that include the influence of the sub-foundation media. Analytical models were developed by finite element for numerical analysis. Different analyses were performed on a simulated city made of a group of structures composed of five storey reinforced concrete buildings. In fact structure types of 5, and 10 storey buildings are typically encountered in Algeria. Such structures are generally designed following Algerian code requirements (RPA) neglecting SSI effects [4]. The objective of this study as reported herein focuses mainly on the numerical modelling of cities represented by structural building groups of 5 storey reinforced concrete buildings incorporating special soft soil conditions, in order to assess the effects of SSI and site effects on the dynamic response of structures [5], [6].



## 2. EVALUATION OF SITE EFFECTS IN ANNABA CITY

The city of Annaba situated in Northern Algeria is one of the areas of the Algerian territory where seismic risk is important. It is located on a sedimentary basin, overlooked by Edough's mountains.

The presence of saturated silty and plastic clayey formations on the upper 30 m thick layer (Figure 1), suggests for seismic site effects. One-dimensional equivalent linear and one-dimensional nonlinear analyses are carried out to evaluate the dynamic site responses using DEEPSOIL computer program [7].

The average shear wave velocity of soil is given in Figure 1. The results of ground response analysis are presented in Figures 2 to 4 which indicate that the increase in maximum acceleration at the surface is as much as 3.21 times higher than at the bed rock. The results in the central basin, show that the eigenmodes are mainly controlled by the upper unconsolidated formations present above the relatively sandy-clayey layer.

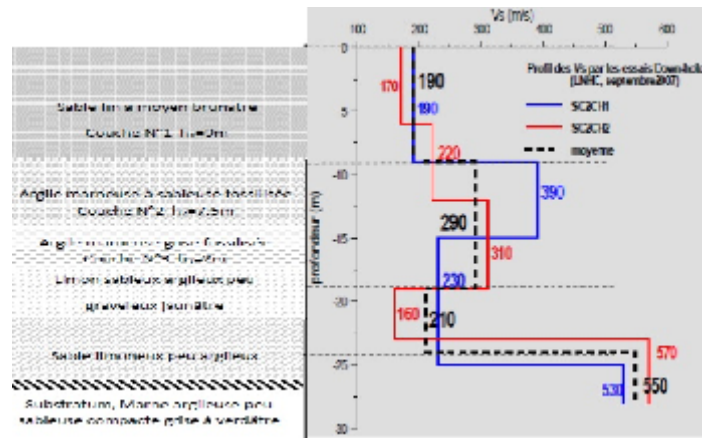


Figure 1. Soil profile and shear wave velocity from down hole test.

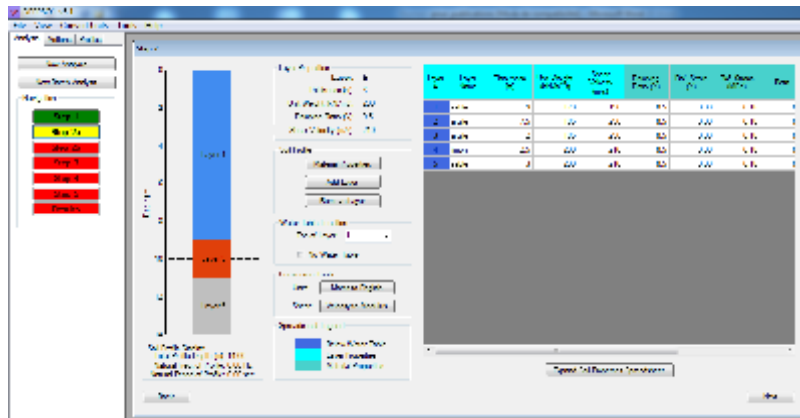


Figure 2. Characteristics of soil profile as introduced in DEEPSOIL.

Numerical simulation of seismic soil-structure interaction including site effects

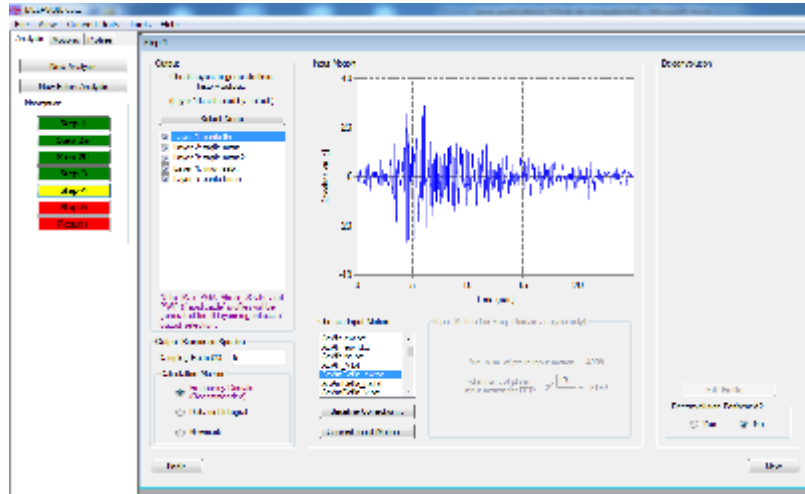


Figure 3. Earthquake accelerograms used for calculation.

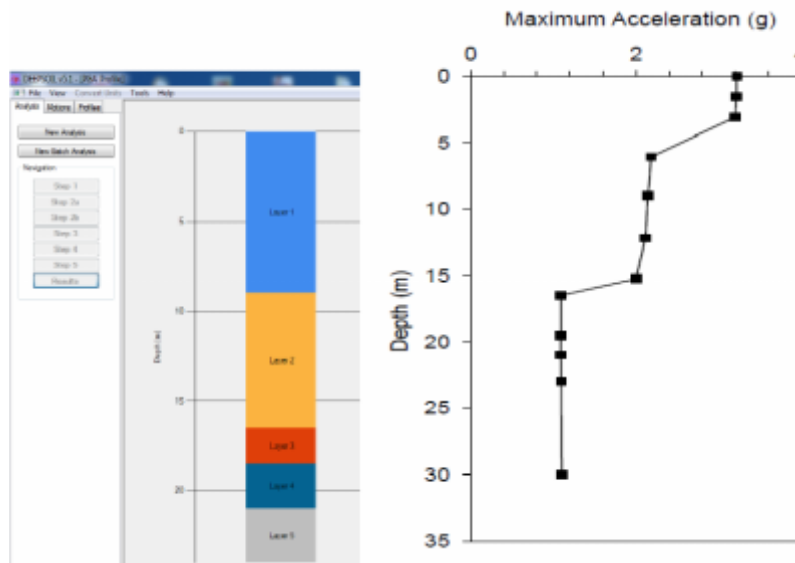


Figure 4. Maximum acceleration amplification through soil profile.

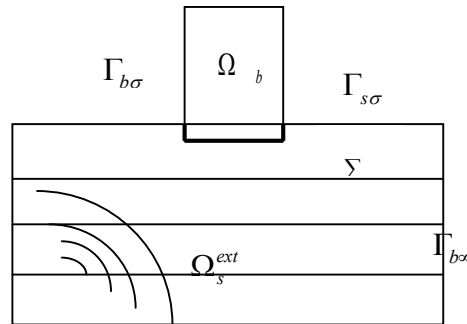
### 3. MODELING OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND SITE-CITY EFFECT

A simple analytical model is used, that takes into account soil structure interactions and site effects. This approach aims to develop general conclusions about the interaction effects on the response of structures, taking into account only key parameters that control soil structure interaction modeled by elementary models. The soil-structure interaction has been the subject of numerous studies, for a particular building [8] and [9] for a study including several structures.

The classical approach usually consists of two steps: first the calculation of the seismic hazard considering the effects of sites, and determination of the response of a structure taking into account the soil-structure interaction. The objective of this study is to identify the physical parameters that characterize the town site effect and quantify the importance of these effects from simple approaches.

#### 3.1. Soil-structure interaction problem formulation

Foundation wave induced vibrations are caused by earthquakes that pass through the soil (Figure 5). A dynamic excitation is generated due to the interaction between the foundations and the soil, which requires the solution of a dynamic soil-structure interaction problem at the interface between the foundation and the soil. Waves generated in the far field in the soil domain impinge on the foundation of the structure, which leads to an SSI problem at the interface between the soil and the structure.



**Figure 5.** Geometry and notations of the subdomains.

The incident wave field interacts with the structure and generates vibrations. The foundation and the structure are coupled through the soil. First, the soil model is used to predict the incident wave field due to the passage of waves, accounting for dynamic foundation-soil interaction (DSSI). The incident wave field is defined on the semi-infinite layered soil domain and the foundation-soil interaction is accounted for by means of the direct formulation [10]. The continuity of displacement is taken into along the foundation-soil interface. The next step is the propagation of the incident wave field to the structure and the response is computed, accounting for soil-structure interaction.

##### 3.1.1. Variational formulation

In this section, the equation of motion of the DSSI problem is approached by variational form [1]. The principle of virtual work states that the equilibrium of the structure requires for any virtual displacement field  $\delta V$  imposed on the structure, the sum of the virtual work of the internal and the inertial forces is equal to the total virtual work of the external loads, which results in the following weak form integral equation:

$$\int_{\Omega_b} \varepsilon(\delta v) : \sigma_b(u_b) d\Omega - \omega^2 \int_{\Omega_b} \delta v \cdot \rho_b u_b d\Omega = \int_{\Omega_b} \delta v \cdot \rho_b b d\Omega + \int_{\Gamma} \delta v \cdot \bar{t}_b d\Gamma + \int_{\Sigma} \delta v \cdot t_b(u_b) d\Sigma \quad (1)$$

The volume integrals over  $\Omega_b$  will result in the mass and the stiffness matrix of the structure. As the structure  $\Omega_b$  has a finite dimension, the mass and the stiffness matrix can be calculated using FEM. As is well known FEM procedures are widely used in structural analysis, only the basic principles of the FEM, needed in the discretisation of the scalar equation (1), will be presented. Over the boundary  $\Sigma$ , the tractions  $t_s(u_{sc}(u_b))$  and  $t_s(u_{inc}+u_{d0})$  given in the surface integral are computed using FEM.

For any virtual displacement field  $\delta \underline{v}$  the virtual work equation must hold, and then the equation (1) is equivalent to:

$$(\mathbf{K}_b - \omega^2 \mathbf{M}_b + \mathbf{K}_s) \underline{u}_b = \underline{f}_b \quad (2)$$

The stiffness matrix  $\mathbf{K}_b$  and the mass matrix  $\mathbf{M}_b$  of the structure are given by:

$$\mathbf{K}_b = \int_{\Omega_b} \mathbf{B}_b^T \mathbf{D} \mathbf{B}_b d\Omega \quad (3)$$

$$\mathbf{M}_b = \int_{\Omega_b} \mathbf{N}_b^T \rho_b \mathbf{N}_b d\Omega \quad (4)$$

The dynamic stiffness matrix  $\mathbf{K}_s$  of the semi-finite layered half-space is given by:

$$\mathbf{K}_s = \int_{\Sigma} \mathbf{N}_b^T t_s(u_{sc}(N_b)) d\Sigma \quad (5)$$

The vector  $\underline{f}_b$  due to the external forces on the structure is defined by:

$$\underline{f}_b = \int_{\Omega_b} \mathbf{N}_b^T \rho_b b d\Omega + \int_{\Gamma_{b\sigma}} \mathbf{N}_b^T \bar{t}_b d\Gamma - \int_{\Sigma} \mathbf{N}_b^T t_s(u_{inc} + u_{d0}) d\Sigma \quad (6)$$

Again finite element approach is used for the calculation of the tractions  $t_s(u_{sc}(N_b))$  in the dynamic stiffness matrix  $\mathbf{K}_s$  of the soil and  $t_s(u_{inc}+u_{d0})$  in the external force vector  $\underline{f}_b$ .

The solution of the elastodynamics problem on the exterior domain  $\Omega_s^{ext}$  having an embedded region  $\Omega_s^{int}$  of finite extent, using a discretisation form of a displacement equation, is not unique at the eigenfrequencies of the embedded interior domain  $\Omega_s^{int}$  with Dirichlet boundary conditions along the soil-structure interface  $\Sigma$  and free boundary conditions along the free surface  $\Gamma_{s0}$  [11], [12], [13] and absorbent boundary conditions at the vertical borders of the bounded soil domain. This numerical deficiency problem occurs in the high frequency range, and it

depends on the geometry of the foundation and the stiffness of the excavated soil. Therefore, the problem of fictitious frequencies is not very stringent for applications in seismic engineering, where the excitation frequencies are low (typically between 0 and 10 Hz).

#### 4. NUMERICAL APPLICATION

The proposed analysis model is applied to study the dynamic responses of ten five storey reinforced concrete buildings to earthquake excitation in time domain. The computational model employed in this section is shown in (Figure. 6), where the numerical results are obtained using finite element method.



**Figure 6.** Geometry of the sub domain 1500mx400m.

The model is submitted to 44 earthquake accelerograms 31 from Boumerdès earthquake and 13 from USGS office) (<http://nsmp.wr.usgs.gov/docs/smcfmt.txt>).

The ten buildings are of the same type (5 storey). They are 3.0 m x 3 = 10.5m wide and their total height from ground level is 4.08 m x 6 = 24.48m. The dead load acting on each floor are up to 2.92 t/m and the live load up to 1.18 t/m.

The following material properties are used:

- Concrete : Young's modulus  $E = 33,300 \times 10^6$  KPa, Poisson's ratio  $\nu = 1/3$  and Density  $\rho = 2500$  kg/m<sup>3</sup>
- Mohr-Coulomb Soil : Young's modulus  $E = 4,532 \times 10^4$  KPa; Poisson's ratio  $\nu = 0.2$ ; cohesion  $c = 2$  KPa; Friction angle  $= 24^\circ$ ; Shear wave velocity and density as given in the soil column (Figure 2); soil layer depth = 30.0 m.

#### 5. DISCUSSION OF RESULTS AND CONCLUSIONS

A numerical model for the prediction of wave induced vibrations in buildings has been developed and used for analysis. The coupled soil-structure system takes account of the free field wave induced vibrations in buildings, the model is based on a direct formulation approach for dynamic SSI problems.

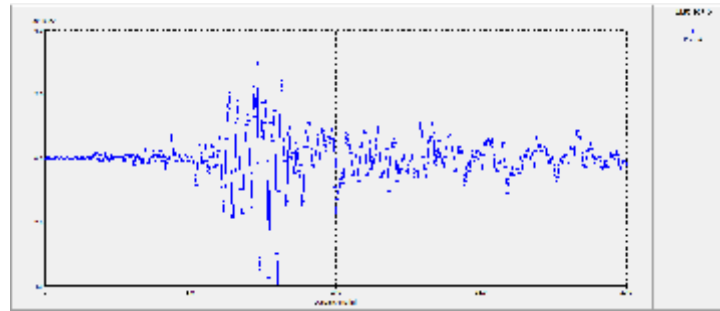
A study on the determining factors for wave induced vibrations in buildings has been performed, the response of the building has been calculated for one building type case and ten buildings type case. The importance of SSI for two cases in dynamic SSI problem has been investigated. The conclusions from the investigation of the modal characteristics of the structure and response in terms of displacement and acceleration in different points of the SSI system are summarized as follows:

1. There is an indication of rather large response not only in the buildings, but also on the ground level, and in the layer; this was also confirmed by some authors for periodic distribution of identical blocks [14]. The buildings constitute diffractors whereby seismic surface waves are locally generated, which then travel back and forth in between pairs of buildings, thus resulting in the coupling of the motions of the buildings via the soil so as the result will be a longer duration of the shaking inside the buildings which is longer than the one observed in the one-building case (this is not shown on the figures).

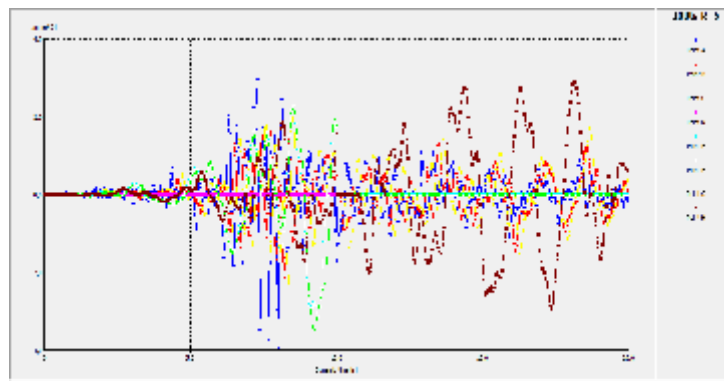
The time histories represented in Figures 7-8, call for the following comments.

2. The peak amplitude of building response is larger at locations of the 10-buildings case than in the 1-building case.

3. The response at the top of the buildings varies significantly from one building to another (not shown), corresponding to increased vulnerability for the 10-buildings case, which suggests that some of the buildings may suffer severe damage, while others will go unaffected, as a result of an earthquake in a city such as this one.
4. The effect of site to which one should expect the most spectacular lies in the upper layers, the amplification of the signal increases with the thickness of the sediments up to a factor of 3.2.
5. Annaba geotechnical data are often limited to surface layers. Indeed, apart from these sites, particularly in the vicinity of the reliefs, it is difficult to predict the frequency or the frequencies that will lead to the greatest site effects.



**Figure 7.** Displacement time history curves at bottom, foundation and top level of the 1-building case model.



**Figure 8.** Acceleration time history curves at bottom, foundation and top level of the 10-buildings case model.

## References

- [1] Jennings P.C., Bielak J. (1973), Dynamics of building-soil interaction, Bulletin of the Seismological Society of America, 63: 9-48.
- [2] Domzig A. (2006), Déformation active et récente, et structuration tectono-sédimentaire de la marge sous-marine algérienne, Thèse de doctorat, Université de Bretagne Occidentale. 343 p.
- [3] The Boumerdes, Algeria, earthquake of EERI learning from earthquakes reconnaissance report, Earthquake Engin. Res. Institute, 2003.
- [4] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003.
- [5] Gueguen P. (2000), Interaction sismique entre le sol et le bâti: de l'interaction sol-structure à l'interaction site-ville, Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- [6] Gupta V.K., Trifunac M.D. (1991), Seismic response of multistorey buildings including the effects of soil-structure interaction, Soil Dyn. Earthquake Eng. 10(8), pp.414-422.
- [7] Hashash Y.M.A., Groholski D.R., Phillips C.A., Park D., Musgrove M. (2012), DEEPSOIL 5.1, User Manual and Tutorial, 107 p.

- [8] Gazetas G., Mylonakis G. (1998), Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE*, Vol. II, pp. 1119-1174.
- [9] Stewart J.P., Seed R. B., Fenves G.L. (1999), Seismic soil-structure interaction in buildings. II: empirical findings, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 125(1), pp.38-48.
- [10] Wolf J.P. (1994), *Vibration Analysis Using Simple Physical Models*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- [11] Burton A.J., MILLER G.F. (1971), The application of integral equation methods to the numerical solution of some exterior boundary-value problems, *Proceedings of the Royal Society of London*, volume 323, pp.201-210.
- [12] Chen J.T., Chen K.H., and Chen C.T. (2002), Adaptive boundary element method of time-harmonic exterior acoustics in two dimensions, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 191, pp.3331-3345.
- [13] Rizzo F.J., Shippy D.J., Rezayat M. (1985), A boundary integral equation method for radiation and scattering, *International journal for numerical methods in engineering*, 21, pp.115-129.
- [14] Clouteau D., Aubry D. (2001), Modifications of the ground motion in dense urban areas, *J. Comput. Acoust.*, 9, pp.1659-1675.

## INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BATIMENTS

BENLAALA NAWEL<sup>1</sup>, ABDELKRIM KADID<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA, Université hadj lakhder, Batna  
(bna.wel@hotmail.com)

<sup>2</sup> Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA, Université hadj lakhder, Batna  
(abdelkrim.kadid@gmail.com)

### Thème N°2: Interaction sol structure

**RÉSUMÉ.** L'interaction sol structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure reposant sur un sol de fondation, il existe une influence réciproque sur le comportement du sol et de la structure. La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction sol-structure est de considérer la structure parfaitement encastree dans le sol ; cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis -à-vis de la structure. Ce travail consiste à calculer la réponse de la structure (avec et sans ISS) en terme des périodes fondamentales pour différents types de sites (rocheux; ferme; meuble; très meuble) et de l'effort tranchant à la base de la structure; La réponse dynamique de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base ;ensuite dans le deuxième (modèle sol structure), nous considérons les quatre types de spectres de réponse associés aux différentes catégories de site proposées par le code algérien (RPA99 VER2003).Pour l'analyse donc du problème, on utilise une approche numérique par éléments finis. Le code retenu est le logiciel SAP 2000 où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets.

**Mots –Clés :** Spectre de réponse, séisme, interaction, sol, structure, fondation.



## **1. INTRODUCTION**

Depuis le séisme d'El Asnam de 1980, de nombreux travaux de recherche ont été menés dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions. Selon les règles RPA99 [1] les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés des sols qui les constituent. A chaque type de sol est associé un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celle de la structure étudiée.

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par les ondes sismiques et des conditions locales [2], il convient donc d'adapter le spectre de réponse à utiliser dans les calculs à la nature du site considéré. Par ailleurs, il est important dans certains cas de tenir compte de l'action sol-fondation-structure [3].

La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation-structure [4], [5]. La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure [2].

Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact entre la masse de sol et la structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure, plutôt effective pour les basses fréquences, peut contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure. La prise en compte des caractéristiques du sol, qui jouent un rôle important sur les aspects dynamiques de la structure, revêt donc une importance particulière dans l'étude des effets de l'interaction sol structure sur la réponse sismique de l'ouvrage.

L'étude menée consiste à montrer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement des structures en portiques. La réponse de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (modèle classique). Dans un deuxième modèle (modèle sol-structure), nous considérons le couplage sol-structure en utilisant les ressorts pour la réaction du sol. On calcule les rigidités du sol indépendantes de la fréquence par la méthode de Newmark-Rosenblueth [6], on peut calculer les rigidités et l'amortissement géométrique d'une manière précise, dans le cas des fondations circulaires ou assimilées sur un milieu semi infini, selon la méthode de Deleuze [7]. Pour les autres types de fondations superficielles, on peut déterminer les rigidités d'après Sieffert et Cevaer [8].

Les simulations numériques ont été effectuées en considérant les quatre types de spectre de réponse associées aux différentes catégories de site, le logiciel SAP 2000 permet de combiner les réponses modales obtenues en considérant systématiquement une combinaison quadratique.

## **2. DESCRIPTION DU MODELE DE REFERENCE :**

Cette partie du travail présente l'influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale et l'effort tranchant à la base la structure. Dans un premier temps l'analyse dynamique des structures étudiées est évaluée en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (figure 1). Dans un deuxième temps, on considère le couplage sol-structure en modélisant le sol par des ressorts (figure 2), moyennant une approche numérique par la méthode des éléments finis (sap2000).

## Influence de l'ISS sur la réponse sismique des bâtiments

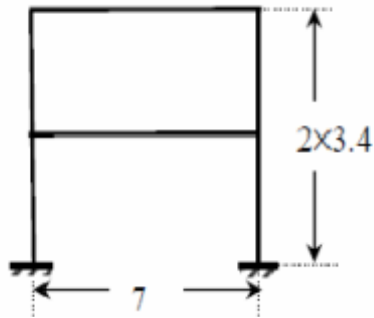


Figure 1. modèle sans prise en compte de l'ISS

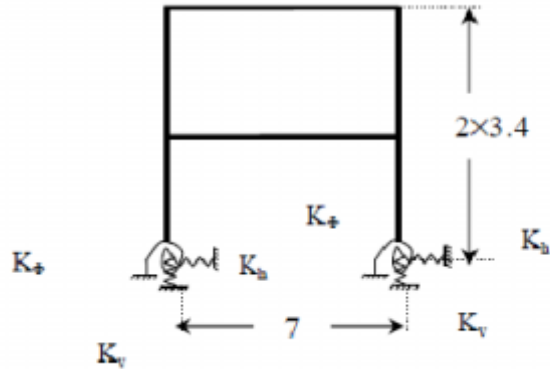


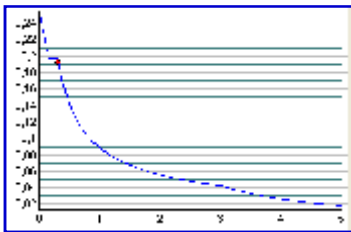
Figure 2. modèle tenant en compte de l'ISS

### 2.1. Modèle de la structure :

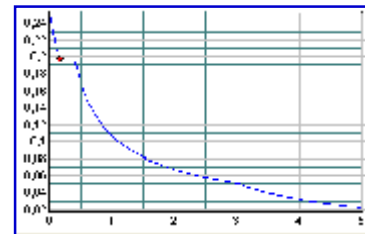
Il s'agit d'un portique en béton armé comportant une travée de 7 m. Les poteaux de hauteur 3.4m, ont une section de (30x50 cm<sup>2</sup>). Le plancher terrasse est en corps creux : 16+4. La structure repose sur des semelles superficielles. La structure est classée dans le groupe d'usage 2 (voir RPA 99 Version 2003) [1] et supposée être implantée en zone de moyenne sismicité (zone II). Dans le cas sans I.S.S, on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants. On considère une loi de comportement linéaire élastique. La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de site (S1; S2; S3; S4).

### 2.2. Spectres de réponse utilisés dans l'étude

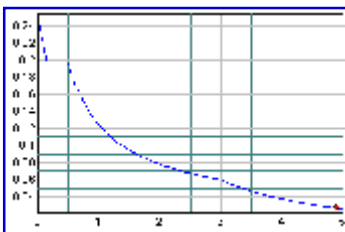
Les différents spectres sont présentés sur la figure 3.



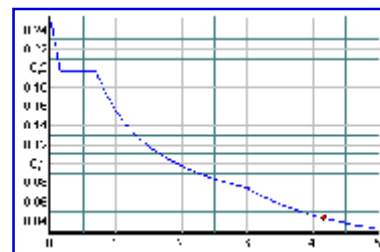
1. Spectre- site rocheux (S1)



2. Spectre- site ferme(S1)



3. Spectre- site meuble (S3)



4. Spectre- site très meuble (S4)

Figure 3. Les spectres de réponse

### 2.3. Modélisation du sol (Méthode des ressorts)

Le même modèle de la structure déjà utilisé est repris avec prise en compte de l'interaction sol- structure (I.S.S). Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire. L'interaction de la structure avec le sol est modélisée par l'intermédiaire des ressorts élastiques discrets de translation ( $K_h$  horizontal et vertical  $K_v$  et de rotation  $K_\phi$ ).

Les coefficients de rigidité de ces ressorts sont donnés par les expressions (1) de Newmark et Resenblueth [6] pour les fondations rectangulaires.

Les valeurs des coefficients sans dimension  $\beta_x$  ;  $\beta_z$ ;  $\beta_\theta$  de l'équation sont données par les abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions de la fondation (b/a)et la direction de l'action sismique considérée (NEWMARK-RESENBLUETH1971). [6]

Le tableau 2 suivant présente les valeurs des rigidités des ressorts pour les différentes directions et en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement du sol associée aux différentes catégories du site.

$$\left. \begin{aligned}
 K_\phi &= \frac{G}{1-\nu} \cdot \beta_\theta \cdot a^2 b \\
 K_v &= \frac{G}{1-\nu} \cdot \beta_z \sqrt{A} \\
 K_h &= 2(1+\nu)G\beta_x \sqrt{A}
 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

- a et b : dimensions parallèle et perpendiculaire à la direction du séisme ;
- G : Module du cisaillement du sol ;
- $\beta_x$ ,  $\beta_z$  et  $\beta_\theta$  : paramètres dépendant des dimensions de la fondation (a/b).

**Tableau 1.** *Caractéristiques des différentes catégories de site [1]*

| Sites<br>Description | Description | Vitesse<br>Vs (m/s) | Es<br>(MPa) | $\nu$ | Gs<br>(MPa) |
|----------------------|-------------|---------------------|-------------|-------|-------------|
| S1                   | Rocheux     | $\geq 800$          | 100-250     | 0.4   | 35-90       |
| S2                   | Ferme       | $\geq 400$          | 20-80       | 0.4   | 7-29        |
| S3                   | Meuble      | $\geq 200$          | 5-20        | 0.4   | 1-7         |
| S4                   | Très meuble | $\geq 100$          | 1-4         | 0.4   | 0.3-1.5     |

## Influence de l'ISS sur la réponse sismique des bâtiments

**Tableau 2.** Rigidité de ressort du sol

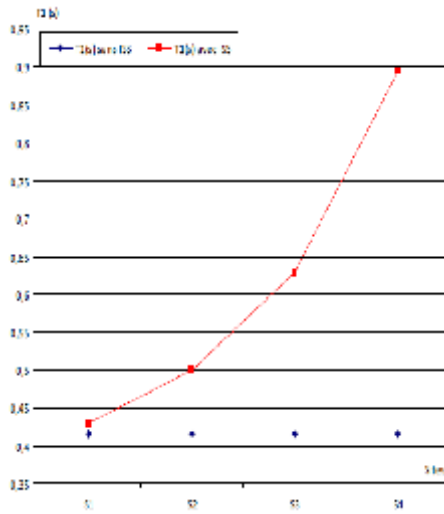
| Sites Description | Description | $K_h$ ( $10^3$ kn.m) | $K_v$ ( $10^3$ kn.m) | $K_\phi$ ( $10^3$ kn.m/rd) |
|-------------------|-------------|----------------------|----------------------|----------------------------|
| S1                | Rocheux     | 250                  | 324                  | 74.4                       |
| S2                | Ferme       | 80                   | 104                  | 53.6                       |
| S3                | Meuble      | 30                   | 38.9                 | 13.4                       |
| S4                | Très meuble | 8                    | 10.4                 | 4.76                       |

### 3. DISCUSSION DES RESULTATS :

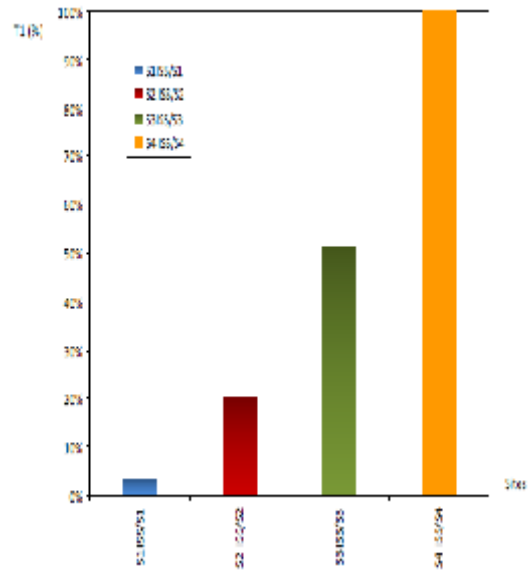
Les simulations numériques ont été faites au moyen du logiciel Sap2000 en tenant compte de la variation des spectres de réponse. Une analyse modale en vue de déterminer le rapport entre la période propre du mode fondamentale,  $T$ , du modèle (considéré fixe à la base), et celle du même modèle (avec cette fois-ci prise en compte de l'ISS)  $T_{ISS}$ , a été faite. Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence l'influence de l'interaction sol-structure sur la période propre fondamentale des structures de bâtiments.

#### 3.1. Périodes de calcul

L'étude numérique a été conduite en considérant différentes catégories du site; cela a permis d'analyser l'effet de l'ISS sur la fréquence fondamentale de la réponse de la structure. Le premier effet d'ISS constaté est l'allongement de la période fondamentale de La structure par rapport à la valeur obtenue dans le cas de la structure à base encastree, cet effet est exprimé par l'augmentation du rapport  $T_{ISS}/T$  lorsque le sol est déformable.



**Figure3.** Evaluation de la période fondamentale (en seconde) en fonction de site (avec et sans ISS)



**Figure4.** Comparaison des résultats pour la 1ère Période entre les différents sites (Sans et avec ISS).

On constate clairement dans le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quelle que soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, figure3; et dans le cas avec ISS, on donne la variation de la période fondamentale en fonction des sites avec prise en compte de l'interaction sol structure.

On observe un allongement de celle-ci, plus le sol est déformable plus la période augmente, cet allongement atteint 107% environ dans le cas du site S<sub>4</sub> par rapport au modèle encasté à la base.

### 3.2. Effort tranchant à la base

Les efforts tranchant à la base avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 3.

**Tableau 3.** Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS

| Effort tranchant à la base |                 |                 |             |
|----------------------------|-----------------|-----------------|-------------|
| Sites Description          | V (Kn) Sans ISS | V (Kn) Avec ISS |             |
| Rocheux (S1)               | 54.198          | 51.317          |             |
| Ferme (S2)                 | 65.516          | 59.917          |             |
| Meuble(S3)                 | 67.3            | 60.317          |             |
| Très meuble(S4)            | 67.3            | 61.412          |             |
| Comparaison                |                 |                 |             |
| S1 / S1 ISS                | S2 / S2 ISS     | S3 / S3 ISS     | S4 / S4 ISS |
| 1.05                       | 1.09            | 1.12            | 1.1         |

## Influence de l'ISS sur la réponse sismique des bâtiments

On constate dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base de la structure augmente quelque soit le type de site (figure 4), entre les sites 3 et 4 l'évolution est constante.

La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l'effort tranchant à la base diminue de 5% pour le site1, 8% pour le site 2, 10% pour le site 3 et de 9% pour le site 4.

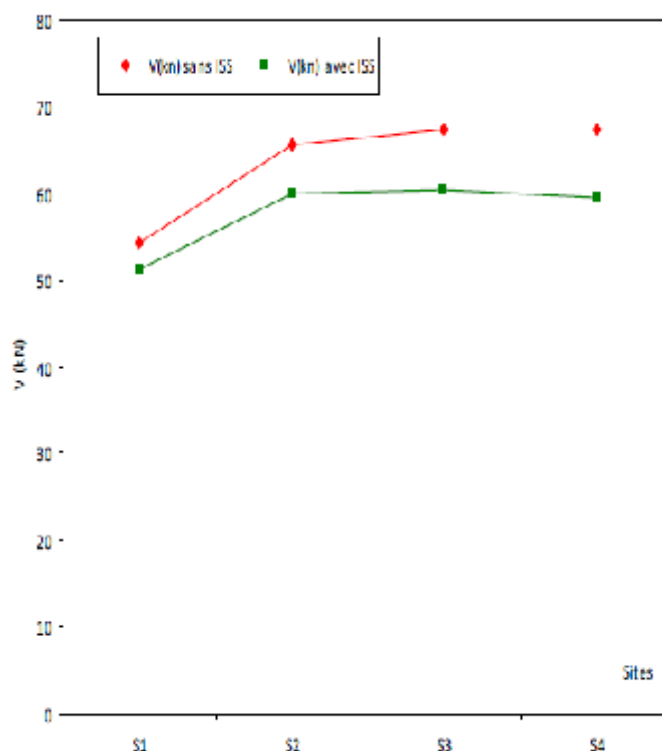


Figure5. Effort tranchant (en Kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS

### 4. CONCLUSIONS :

Les résultats présentés dans ce travail avec les hypothèses considérées ont montré l'importance de l'interaction sol-structure dans la réponse d'une structure.

L'analyse de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la période fondamentale des bâtiments, entreprise pour différentes conditions de sol et de structure, a montré que cette influence dépend principalement de la rigidité relative sol-structure.

La prise en compte de l'interaction sol-structure résulte en un allongement des périodes propres de vibration de la structure et une diminution de l'effort tranchant à la base de la structure. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit: Pour le modèle sans ISS les structures ayant une période inférieure à 0.5 s, la période fondamentale de vibration de la structure ne subit aucun changement, ce qui indique que l'effet de site est nul. Pour le modèle avec ISS il y a une évolution de la période fondamentale en fonction des sites considérés ce qui a conduit à une augmentation de période fondamentale.

## **Bibliographies**

- [1] Regles Parasismiques Algeriennes RPA 99 /version 2003.
- [2] Alain Pecker : "Dynamique des sols", Presses de l'ENPC, Paris, 1984.
- [3] Davidovici : "La construction en zone sismique", Le Moniteur, Paris, 1999.
- [4] Smith HA, Wu WH, Borja RI Structural control considering soil-structure interaction effects. Earthq Eng Struct Dyn 1994; 23:609–626.
- [5] Mihailo DT, Maria IT, Tzong-Ying H. "Full-scale experimental studies of soil structure interaction". In: Proceedings of the 2nd US–Japan workshop on soil structure interaction, Tsukuba City, Japan, March 6–8, 2001.
- [6] Newmark and Rosenbleuth, Prentice-Hall.1971": soil –interaction, adapted from Fundamentals of EarthquakeEngineering".
- [7] G. Deleuze, " Réponse à un mouvement sismique d'un edifice pose sur un sol élastique "Annale de l'ITBTP n° 234, Paris. 1967.
- [8] J-G Sieffert , F.Cevaer, " Manuel des fonction d'impédance- Fondations superficielles,Ouest " , Paris. 1967.

## IMPEDANCE DYNAMIQUE VERTICALE D'UNE FONDATION PLACEE A LA SURFACE D'UN SOL COMPRESSIBLE RENFORCE PAR INCLUSIONS

S. Messioud<sup>1</sup>, B. Sbartai<sup>2</sup>, D. Dias<sup>3</sup>.

<sup>1</sup> Département de Génie Civil, Université de Jijel BP98 18000, Algérie  
[smessioud@yahoo.fr](mailto:smessioud@yahoo.fr)

<sup>2</sup> LMGHU, Département de Génie Civil, Université de Skikda 21000, Algérie  
[bsbartai@hotmail.fr](mailto:bsbartai@hotmail.fr)

<sup>3</sup> LTHE, Université Joseph-Fourier, Grenoble, France  
[Daniel.dias@ujf-grenoble.fr](mailto:Daniel.dias@ujf-grenoble.fr)

### Résumé :

Un modèle tridimensionnel en élément finis est proposé pour de la détermination de l'impédance dynamique verticale des systèmes sol-inclusions-matelas-dalle et sol-pieux-dalle. Des groupes d'inclusions/pieux enfoncés dans un sol compressible limité par un substratum rigide, les pieux/inclusions et le matelas sont modélisés par des éléments volumiques et la dalle par des éléments coque. Afin d'éviter la réflexion des ondes, des frontières absorbantes sont implémentées aux extrémités du modèle. La formulation est basée sur la méthode de sous structuration. La réponse en déplacement est obtenue en effectuant le produit de la fonction de la force excitatrice par la fonction de transfert en amplitude du déplacement. Les résultats obtenus sont présentés en termes de déplacements harmoniques et de fonctions des impédances verticales.

**Mots clés :** Pieux, Matelas, Impédances, Interaction sol-structure, Frontières Absorbantes

### 1. INTRODUCTION

Une étape indispensable dans la conception parasismique des structures est d'étudier l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des fondations profondes. Les séismes sont des phénomènes très complexes qui ne peuvent être négligés dans l'estimation de la sécurité des ouvrages. La construction des ouvrages d'art de Génie Civil, comme les centrales nucléaires, les réservoirs de gaz et les constructions offshore, en zone sismique et sur sol faible, impose le calcul sismique de fondations volumineuses ou de fondation sur pieux, ou de fondations sur des sols amélioré par des inclusions rigides. L'utilisation de fondation reposant sur sol amélioré par les inclusions rigides avec un matelas de transfert intercalés à la tête des inclusions présente une bonne solution dans les zones sismiques et pour les sols compressibles, le matelas de transfert constitué une zone de dissipation d'énergie à l'interface fondation structure par l'augmentation de l'effet d'amortissement.

La prise en compte de l'interaction sol-structure peut être abordée de façon relativement simple dans la plupart des cas de fondations superficielles, il n'en est pas de même lorsque il s'agit des fondations profondes ou des inclusions rigides. Dans le cas des inclusions rigides le mécanisme de transfert des charges dynamiques vers le sol est différent à celui des fondations superficielles et des pieux. Une étude approfondie du comportement sismique des fondations profondes est donc nécessaire pour assurer le bon fonctionnement de ces dernières. L'interaction sol-structure en dynamique caractérisée par les fonctions d'impédance qui doivent être étudiées dès la conception des ouvrages. L'analyse numérique d'un pieu ou d'un groupe de pieux dans le domaine fréquentiel est présentée par plusieurs auteurs. Utilisant la méthode des éléments de frontières, des modèles numériques ont été développés et un groupe de pieux a été analysé par Kaynya et Kausel (1991) et Maeso et al (2005). Un couplage entre la méthode des éléments de frontières et la méthode des éléments finis est présenté par Padron et al (2007) pour déterminer les fonctions d'impédance d'un groupe de pieux. La méthode CIFEM (Consistent Infinitesimal Finite Element Method) est utilisée par Emanic et Maheshwari (2009) pour le calcul des impédances dynamiques d'un groupe de 4 pieux. La méthode des éléments finis avec les frontières absorbantes a



été utilisée par (Messioud et al)<sup>a,b</sup> (2011) pour le calcul des impédances dynamiques verticales et horizontales d'un groupe de 4 pieux posé sur un substratum rigide.

Très peu de solution existe sur le comportement dynamique de groupe d'inclusions Hatem A (2009) et U.S.Okaoy (2010). Utilisant la méthode des éléments finis de frontières absorbantes U.S.Okaoy et al 2012 Messioud et al 2012, des modèles numériques tridimensionnels ont été développés pour le calcul des impédances dynamiques d'un massif de sol renforcé par les inclusions.

Dans ce travail, un modèle numérique tridimensionnel en éléments finis est proposé pour étudier la réponse dynamique d'un massif de sol renforcé par les inclusions rigides. La réponse en déplacement est obtenue en effectuant le produit de la fonction de la force excitatrice par la fonction de transfert en amplitude du déplacement. Les impédances dynamiques sol-inclusion-matelas-dalle sont comparées avec celles de système sol-pieux-dalle.

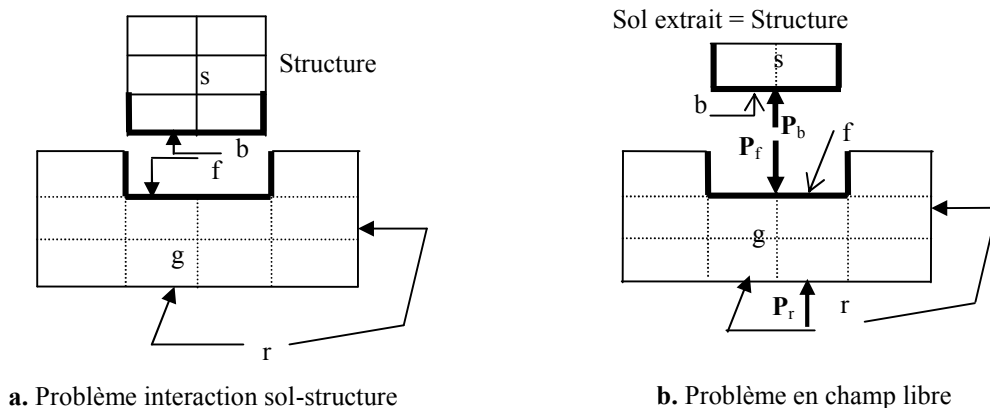
## 2. MODELISATION NUMERIQUE DE SYSTEME SOL-INCLUSION-MATELAS-DALLE

### 2.1. Méthode de sous structure

En géodynamique, les ingénieurs sont confrontés à des domaines de très grande taille dont l'influence sur les structures qu'ils cherchent à dimensionner est prise en compte via une matrice d'impédance dynamique aux interfaces. Les termes de la matrice d'impédance s'expriment sous la forme de fonctions à valeurs complexes de la fréquence. La fonction d'impédance d'une fondation peut être exprimée sous la forme générale:

$$K(w) = K_s (k + ia_0c) \text{ avec } a_0 = \frac{\omega.Bf}{C_s} \tag{1}$$

Où  $a_0$  est la fréquence adimensionnelle définie par une dimension caractéristique de la fondation  $Bf$ , par exemple le rayon pour une fondation circulaire, ou la demi-largeur pour une fondation rectangulaire et par le diamètre  $d$  pour un pieu ou un groupe de pieux.  $C_s$  est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et  $\omega$  est la pulsation de l'excitation harmonique. La majorité des méthodes utilisées pour la détermination des fonctions d'impédances sont les méthodes dites classiques (BEM, BEM-MEF, BEM-TLM) basées sur le formalisme des fonctions de Green. Dans ce travail, la méthode des éléments finis est utilisée pour déterminer les fonctions impédances dynamiques. Considérons une discrétisation par éléments finis des systèmes sol-structure comme le montre la Figure 1a. Le sol et la structure sont désolidarisés, et l'équilibre doit être établi par l'application des forces d'inertie  $P_b$ ,  $P_f$ . Le modèle est soumis à une excitation arbitraire. La Figure 1b représente la discrétisation du problème en champ libre. La structure représente dans ce cas la partie extraite du sol.



**Figure 1.** Schématisation d'une méthode de sous structure

Pour obtenir une solution dans le domaine fréquentiel, les équations de la matrice relative aux forces et déplacements sont données par la relation  $(-\omega^2 M + i\omega C + K)U = P$ , où M la matrice de masse, C est la matrice d'amortissement, et K la matrice de rigidité. P et U sont les vecteurs de force et de déplacement, où  $\omega$  est la fréquence d'excitation.

L'équation de mouvement pour le problème de l'interaction sol-fondation est donnée par la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad (2)$$

La réponse en mouvement en champ libre est donnée par l'équation suivante:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f^* \\ 0 \\ P_r^* \end{Bmatrix} \quad (3)$$

s représente les nœuds de la structure, f les nœuds de l'interface sol fondation, g les nœuds du sol, b les nœuds de la structure le long de l'interface et r les nœuds du frontière de modèle. L'astérisque représente la solution en champ libre.

Le problème en champ libre et le problème de l'interaction sol-structure sont soumis à la même excitation  $U_r^*$ .

En générale  $P_r \neq P_r^*$  sauf si la frontière est loin de la structure.

Soustrayant l'équation 4 de l'équation 3 conduit à

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f - U_f^* \\ U_g - U_g^* \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f - P_f^* \\ 0 \\ P_r - P_r^* \end{Bmatrix} \quad (4)$$

L'équation 4 peut être écrite par une forme plus compacte :

$$K(U_f - U_f^*) = P_f - P_f^* \quad (5)$$

Avec  $K=K_{ij}(\omega)$  est la matrice des fonctions impédance la fondation qui peut être écrite sous la forme suivante.

$$K_{ij}(\omega) = \frac{(P_f - P_f^*)e^{i\omega t}}{(U_f - U_f^*)(\omega)} \quad (6)$$

Avec;  $P_f$  le vecteur des forces (moments) qui provient de l'effet inertiel de la superstructure,  $P_f^*$  le vecteur des forces (moments) provoquées par le mouvement du champ libre,  $U_f$  est la réponse à l'interface sol-fondation et  $U_f^*$  la réponse de mouvement en champ libre à l'interface sol-fondation.

Les fonctions impédances sont obtenues à partir du code de calcul sous la forme :

$K_{ij}(\omega) = [k'_{ij}(\omega) + ik''_{ij}(\omega)]$  Cette expression présente une partie réelle  $k'_{ij}$  et une partie imaginaire  $ik''_{ij}$  l'impédance dynamique peut être factorisée par rapport à l'impédance statique

$$K_{ij}(\omega) = K_s [k'_{ij}(\omega) + ik''(\omega)] \quad (7)$$

Où  $K_s$  l'impédance statique ( $\omega=0$ ) ou la rigidité statique,  $k'$  reflète le comportement élastique et tient compte la rigidité et l'inertie du milieu et  $k''$  indique le mouvement vibratoire est l'amortissement.

Une caractéristique fondamentale du code de calcul utilisé est la représentation exacte de la frontière modèle figure1 qui sépare la région des éléments finis du milieu semi-infini (le champ libre). Des frontières absorbantes sont placées aux extrémités du modèle par l'implémentation d'éléments paraxiaux élastiques. Ce qui correspond a des amortisseurs visqueux distribués le long des frontières des modèles pour éviter la réflexion des ondes. On peut donc construire une pseudo-matrice d'amortissement visqueux traduisant la présence du domaine infini.

## 2.2 Caractéristiques des modèles

Le volume de sol étudié a pour dimensions 40 x 40 x 15 m. Les analyses numériques ont été effectuées sur 30 inclusions rigides (ou pieux). Des inclusions rigides (ou pieux circulaires) en béton armé de longueur allant de 9 m à 11 m sont modélisées. Le diamètre de celles-ci est de 0,30 m et conduit à des rapports longueur/diamètre de 30 à 37. Une maille rectangulaire de 2 m x 2 m a été retenue (soit un taux de recouvrement de 1,7 %).

La couche de sol compressible a une hauteur de 10 m et est posée sur une couche dure de hauteur 5 m. En fonction de la configuration géométrique et du type de modèle, les inclusions/pieux traversent la couche compressible et s'arrêtent entre 9 et 11 m. La figure 2 représente la discrétisation du modèle pour l'analyse dynamique par éléments finis.

La taille des éléments de discrétisation doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes sans distorsion numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille des éléments doit être inférieure à un dixième de la longueur d'onde  $\lambda$ .

$$f = \frac{C_s}{10 \cdot \Delta l} \quad \text{avec} \quad f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (8)$$

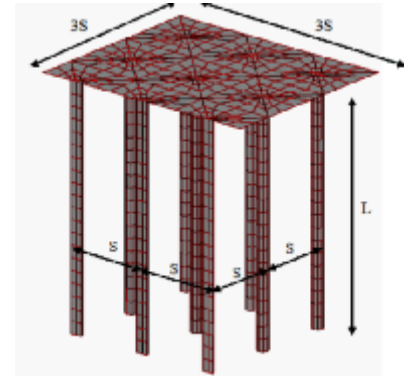
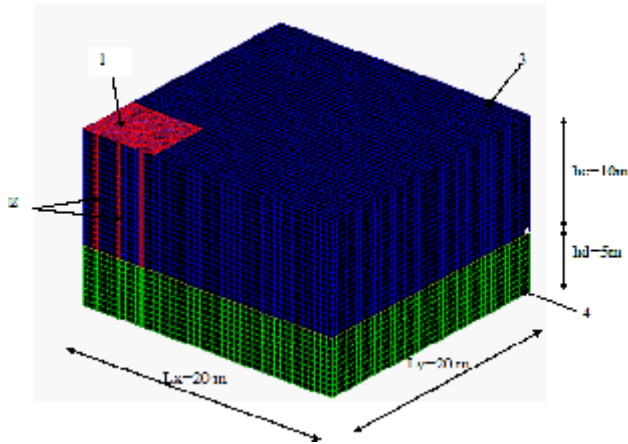
Avec  $C_s$  est la vitesse de l'onde,  $\Delta l$  la taille de l'élément de maillage et  $\omega$  la fréquence d'excitation.

Afin de simplifier le problème, les couches de sol sont supposées horizontales dans un milieu semi-infini. Le sol du site s'étend souvent dans milieu continu, et il est nécessaire d'introduire une frontière artificielle à une certaine profondeur. Cette frontière doit tenir compte de la distribution de l'énergie réfléchie et transmise au milieu continu.

## 3. RESULTATS ET DISCUSSION

Dans cette section des résultats en utilisant le profil de sol dont les caractéristiques sont présentés dans le tableau 1. L'objectif principal de cette partie est d'étudier l'influence des conditions des liaisons, sur les impédances dynamiques verticales pour un groupe de pieux et/ou d'inclusions. Des impédances dynamiques verticales (rigidité et coefficients d'amortissement) de groupes de pieux et de groupes d'inclusions flottantes, posées et ancrées dans la couche de support sont étudiées. Le milieu est considéré comme homogène viscoélastique. Les impédances dynamiques et les déplacements obtenus par la méthode des éléments finis sont présentés dans les figures suivantes 3 à 7. Les fonctions d'impédance verticales ont été normalisées par rapport à la rigidité statique d'un seul pieu/inclusions ( $k_s$ ) fois le nombre ( $n$ ) des pieux/inclusions dans le groupe. Tous les résultats sont tracés en fonction du paramètre de la fréquence.

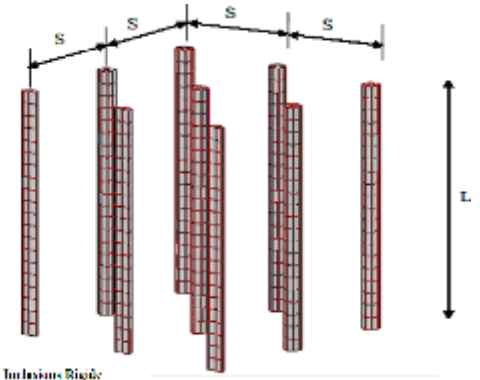
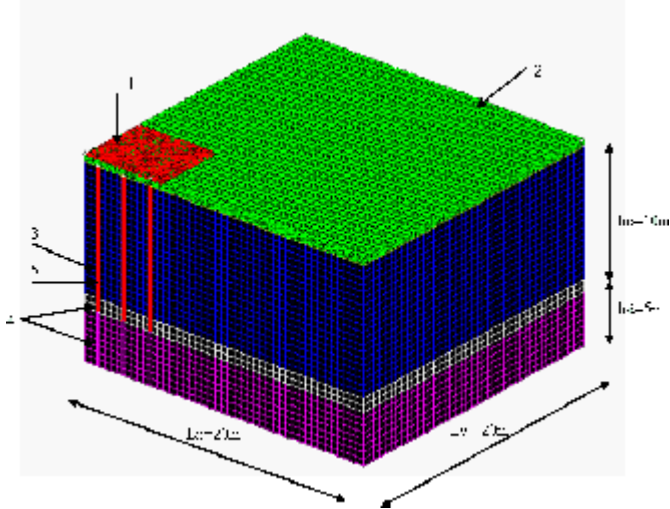
1 dalle de 0.5m d'épaisseur ; 2 groupe de pieux  
3 sol mou ; 4 sol dur



Extrait d'un groupe de pieux

**Figure2a :** Quart de modèle pour le calcul de sol-pieux-dalle (pieux posés)

1 dalle de 0.5m d'épaisseur ; 2 Matelas de transfert de 0.6m d'épaisseur ; 3 Sol mou ; 4 Sol dur ; 5 inclusions Rigides



Extrait d'un groupe d'inclusions

- L La longueur des pieux
- L=9m Pieux flottants
- L=10m Pieux poses sur couche dure
- L=11m Pieux ancrés dans une couche dure
- S la distance entre axes des pieux
- S=2m
- t L'épaisseur de la dalle de liaison

**Figure2b.** Quart de modèle pour le calcul de système sol-inclusions-matelas-dalle (inclusions ancrées)

**Tableau 1.** Caractéristiques mécaniques des éléments en interactions.

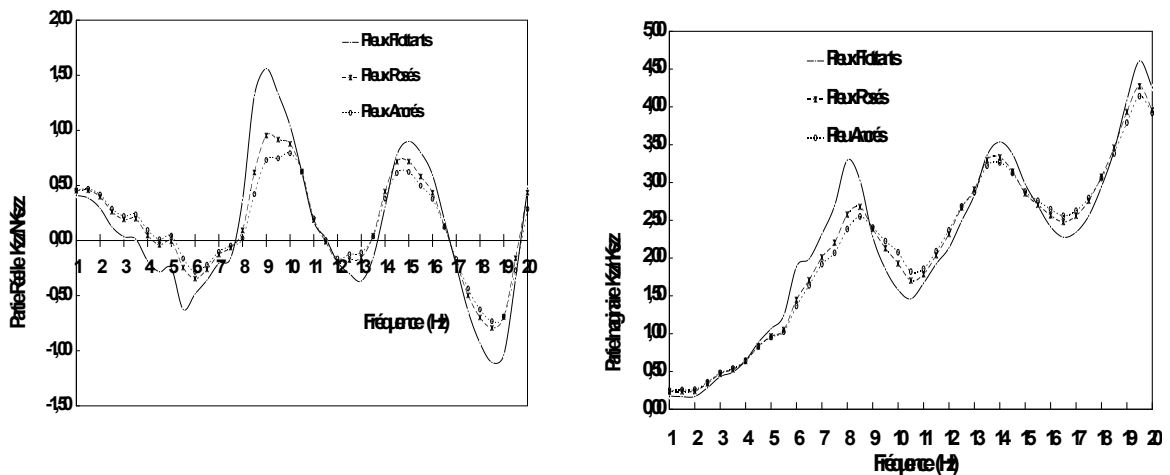
| Eléments                     | Inclusions/pi<br>eux | dalle | Sol dur | Sol mou | Matelas de<br>transfert |
|------------------------------|----------------------|-------|---------|---------|-------------------------|
| Caractéristique<br>Dynamique |                      |       |         |         |                         |
| Module d'élasticité (Mpa)    | 30000                | 30000 | 1000    | 100     | 500                     |
| Densité N/m <sup>3</sup>     | 25000                | 25000 | 20000   | 16000   | 20000                   |
| Coefficient d'amortissement  | 0.02                 | 0.02  | 0.05    | 0.05    | 0.05                    |
| Coefficient de poisson       | 0.25                 | 0.25  | 0.3     | 0.4     | 0.4                     |

### 3.1. Impédance dynamique verticale

#### 3.1.1. Influence des conditions d'ancrages

##### a-Sol-pieux-dalle

Les fonctions impédances dynamiques sont calculées par application d'une charge verticale au centre de la dalle d'un quart de modèle figure 2a. Les pieux sont flottants dans la couche du sol compressible, posés et ancrés dans une couche dure. La dalle est considérée comme infiniment rigide. Les caractéristiques d'éléments en interaction sont présentées dans le tableau 1. Les figures 3 et 4 présentent l'influence des conditions d'ancrages sur l'impédance dynamique verticale et l'amplitude de déplacement vertical.



**Figure 3.** Influence des conditions de liaison sur l'impédance dynamique verticale  $K_{zz}$  du système sol-pieux-dalle.

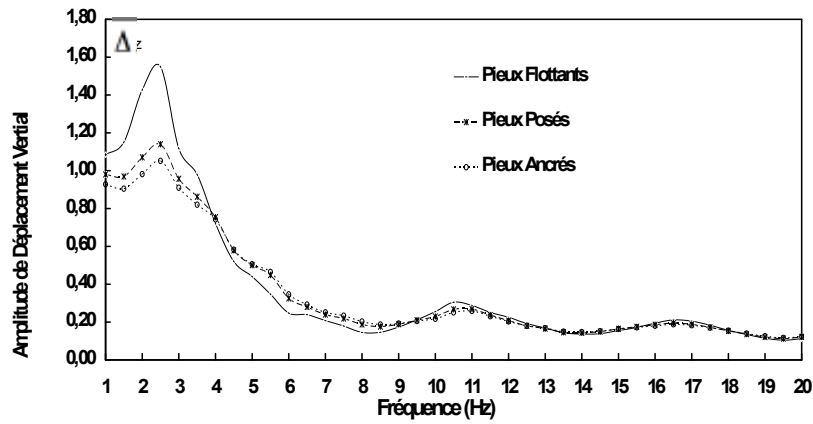


Figure 4. Influence des conditions de liaison sur l'amplitude de déplacement vertical  $\Delta_z$  du système sol-pieux-dalle

*b-Sol-inclusions-matelas-dalle*

Maintenant, on prend le quart-modèle de calcul présenté dans la figure 2b. Un matelas de transfert est intercalé à la tête des inclusions rigides. Les inclusions rigides sont, flottantes, posées et ancrées dans la base. Une dalle considérée infiniment rigides est posée sur le matelas de transfert de charge. Les impédances dynamiques sont calculées en appliquant une force verticale au centre de la dalle. Les figures 5 et 6 présentent l'influence des conditions de liaison sur la variation de l'impédance dynamique verticale et l'amplitude de déplacement de massif de sol renforcé.

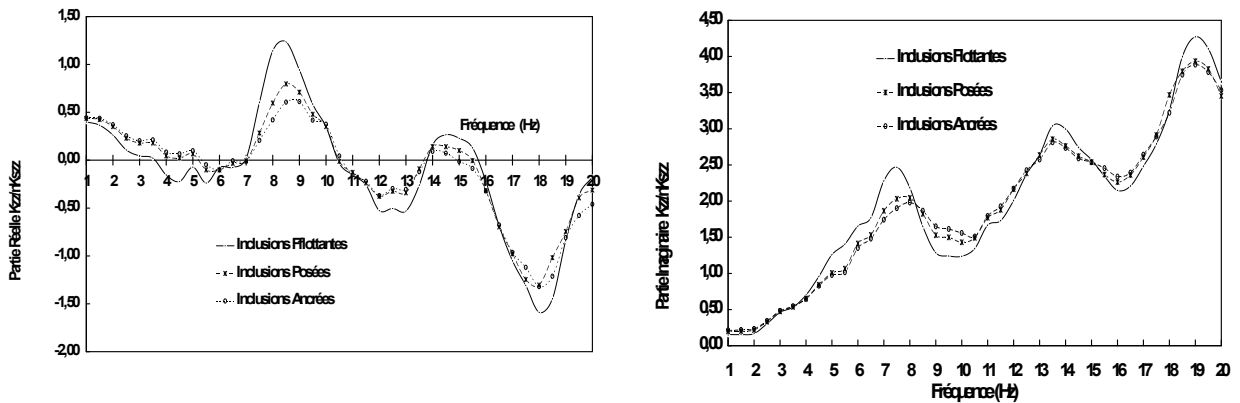


Figure 5. Influence des conditions de liaison sur l'impédance dynamique verticale  $K_{zz}$  du système sol-inclusions-matelas-dalle

Les figures 3 et 5 montrent l'influence des conditions de liaison sur la variation des impédances verticales des deux systèmes sol-pieux-sol-dalle et sol-inclusions-matelas-dalle respectivement. Les conditions de liaison affectent les impédances dynamiques des deux systèmes d'une manière significative et surtout pour les basses

fréquences. Les figures 4 et 6 montrent que les systèmes flottants sont plus sensibles aux déplacements verticaux, la réaction du sol sur la dalle des systèmes sol-pieux-sol-dalle et sol-inclusions-matelas-dalle est importante surtout pour les basses fréquences. Dans ce cas, les valeurs maximales des impédances dynamiques sont données par le système flottant. Les figures 4 et 6 montrent que les systèmes ancrés sont plus résistants aux déplacements verticaux. Cela montre que l'ancrage des pieux/inclusions dans la couche de support est important, de réduire les déplacements.

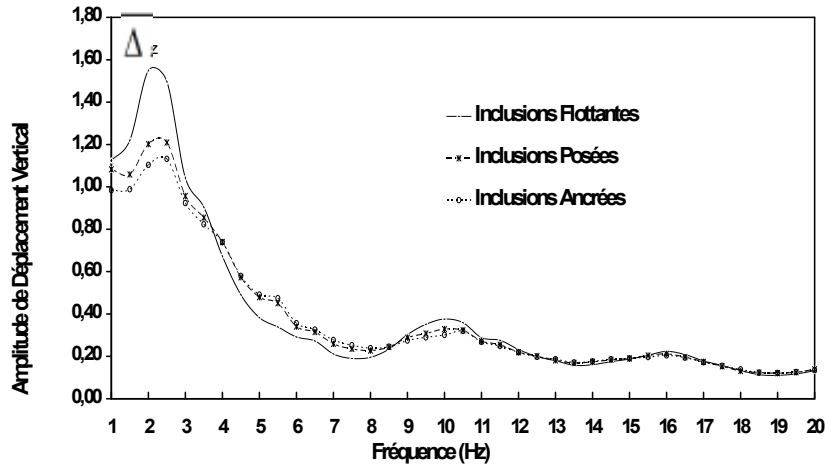


Figure 6. Influence des conditions de liaison sur l'amplitude de déplacement vertical  $\Delta_z$  du système sol-inclusions-matelas-dalle

### 3.1.2. Influence du module de matelas

Maintenant, on prend le modèle présenté dans la figure 2b et en faisant varier le module d'élasticité de matelas entre 500, 1000 et 5000 MPa, seul le système des inclusions posées sont considérés. Les résultats obtenus sont comparés avec les impédances de système posé sol-pieux-dalle. La figure 7 présente l'influence de la rigidité du matelas sur la variation de l'impédance dynamique verticale.

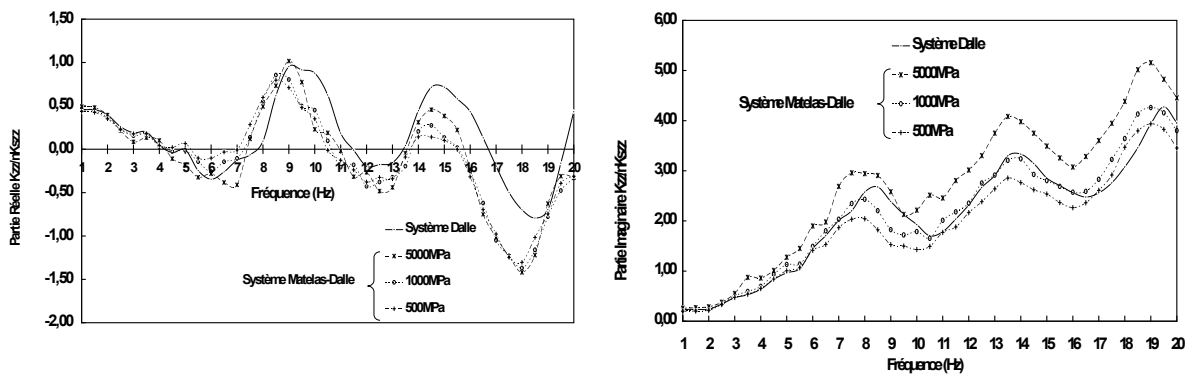


Figure 7. Influence de la rigidité du matelas de transfert sur les impédances verticales des systèmes sol-pieux-dalle et sol-inclusions-matelas-dalle (systèmes posés)

La figure 7 montre l'influence du module d'élasticité du matelas de transfert des charges sur les impédances dynamiques verticales, la partie réelle de l'impédance dynamique est augmentée d'une façon remarquable en fonction de l'augmentation la rigidité du matelas de transfert. La rigidité dynamique du sol- inclusions-matelas-dalle donnée par un module d'élasticité  $E = 5000\text{MPa}$  est approchée à la partie réelle de l'impédance du sol-pieux-dalle, surtout pour les faibles fréquences. La figure 7 montre que le module d'élasticité de matelas affecte la partie imaginaire d'une façon, pour des modules d'élasticités de matelas élevés le système sol-inclusions-matelas-dalle devient plus amorti.

#### **4. CONCLUSION**

Dans ce travail nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement dynamique d'une fondation reposant sur massif de sol renforcé par un groupe des inclusions rigide et comparé avec une autre reposant sur un groupe de pieux mis en place dans le même massif de sol. Une modélisation de l'ensemble des sol-pieux-dalle et sol – inclusions-matelas-dalle a été mise en œuvre par la méthode des éléments finis avec les frontières absorbantes. Les résultats des impédances dynamiques et des déplacements des deux systèmes sol-inclusions-matelas-dalle et sol-pieux-dalle sont présentés. L'évolution de l'impédance dynamique verticale et de déplacement vertical en fonction de la fréquence a été présentée. L'influence des conditions d'ancrages et la rigidité du matelas de transfert ont été étudiées.

Les conditions d'ancrages affectent les termes d'impédance dynamique et l'amplitude de déplacement d'une manière significative surtout pour les basses fréquences. L'effet de la rigidité du matelas de transfert affecte les impédances dynamiques façon importante. Les résultats ont montré que, les impédances dynamiques de système sol-inclusions-matelas-dalle pour un module  $E=5000\text{MPa}$  sont approchées a celles des pieux. Le système sol-inclusions-matelas-dalle devient plus amorti pour des modules élevés.

#### **5. BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Kaynia AM, Kausel E. (1991), «Dynamics of piles and pile groups in layered soils». Soil Dyn Earthquake Eng; 10(8):386–401.
- [2] Maeso O, Aznarez JJ, Garcia F. (2005), «Dynamic impedances of piles and groups of piles in saturated soils». Comput Struct;83:769–82.
- [3] L.A. Padron, J.J. Aznarez, O. Maeso. (2007), «BEM–FEM coupling model for the dynamic analysis of piles and pile groups ».Engineering Analysis with Boundary Elements 31 473–484
- [4] P.K.Emani, B.K.Maheshwari. (2009), «Dynamic impedances of pile groups with embedded caps in homogeneous elastic soils using CIFECM».Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 963–973
- [5] Messiou S, Dias D, US Okoay, Sbartai S. (2011), « Impédances dynamique de fondation sur groupe de pieux. 29 eme rencontres AUGC Telemcen
- [6] Messiou S, Sbartai S, Dias D, US Okoay. (2011), « Réponse dynamique fondation sur groupe de pieux ». 1er Congrès International – GCDD2011-Tébessa 17-19 octobre 2011
- [7] Hatem A. 2009, Comportement en zone sismique des piles rigides, analyse de l'interaction sol-pile- matelas en répartition de structure. Doctoral thesis, Université des Sciences et Technologies de Lille
- [8] OKYAY U.S. (2010), « Etude expérimentale et numérique des transferts de charge dans un massif renforcé par inclusions rigides : Application à des cas de chargements statiques et dynamiques» Doctoral thesis LGCIE INSA lyon
- [9] Okyay U. S., Dias .D, Billion (2012), « Impedance functions of flab foundations with rigid piles». Geotechnical and Geological Engineering. Vol30, pp 1013-1024
- [10] Messiou S, Sbartai S, Dias D, US Okoay. (2013), « Impedances functions of a Soil-Pile-Mattress-Slab System ». International Conference on Geotechnical Engineering. ICGE'13 Hammamet Tunisie 2013



## INFLEUNCE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE

ACHOURI ABDERRHEM<sup>1</sup>, AMRANE MOHAMED NADIR<sup>2</sup>

DEPARTEMENT DE GENIE MECANIQUE, UNIVERSITE DE BISKRA, ABDERRAHIMWIAM@GMAIL.COM

DEPARTEMENT DE GENIE MECANIQUE, UNIVERSITE DE BISKRA, MN.AMRANE@UNIV-BISKRA.DZ

### Thème N° 2 : Interaction sol-structure

#### Résumé :

Dans ce travail, on étudie l'influence de l'interaction structure-sol-structure (ISSS) sur la réponse sismique. Pour se faire, nous avons procédé en premier lieu à étudier l'influence de la distance séparant la structure cible et une structure environnante et en deuxième lieu à la juxtaposition progressive des structures dans un sens unidirectionnel de treize structures. L'étude est réalisée en utilisant la méthode des éléments finis (MEF), code PLAXIS 2D, où la structure est modélisée par des éléments plaques à 15 nœuds pour le sol et 6 nœuds pour les éléments structuraux. Celle-ci a été comparée à la méthode semi-discrète (MSD) que nous avons mise en œuvre.

**Mots –Clés :** MEF, interaction structure-sol-structure, structures voisines, PLAXIS 2D.

## 1. INTRODUCTION

L'interaction structure-sol-structure (ISSS) est un champ interdisciplinaire, qui se trouve à l'intersection du comportement dynamique du sol, de la dynamique structurale, de la technologie de tremblement de terre, de la géophysique, de la géomécanique, des méthodes de science des matériaux, du calcul numériques et de diverses autres disciplines et techniques. Le succès de diverses méthodes de la modélisation de l'interaction sol-structure, des théories spécifiques et des installations expérimentales ont favorisé l'étude d'ISSS. La méthode des éléments finis (MEF) est bien adaptée aux problèmes de génie civil et principalement pour simuler des cas complexes en charge et en géométrie. Jusqu'ici, il y a beaucoup de programmes d'usage universel développés par des sociétés commerciales pour la recherche dans le domaine de technologie, FLAC, PLAXIS, spécifiquement employés fréquemment dans les études d'ISSS, et ont produit quelques accomplissements notables [1], [2], [3] dans le domaine d'ISSS.

## 2. MODELISATION ET ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS

### 2.1. Éléments de sol et de la structure

Dans un modèle éléments finis en 2D, les plaques sont composées d'éléments de poutres à trois degrés de liberté par nœud : deux degrés de liberté en translation et un degré de liberté en rotation. Les éléments de poutre sont basés sur la théorie des poutres de Mindlin. Cette théorie prend en compte les déformations de la poutre par effort tranchant en plus de celles dues à la flexion. De plus, l'élément peut s'allonger ou se raccourcir si une force normale lui est appliquée. Les éléments de poutre peuvent en outre plastifier si le moment de flexion maximal ou l'effort normal maximum sont atteints. L'épaisseur équivalente de la plaque et la rigidité tangentielle sont définies comme suit :

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12EI}{EA}} \quad , \quad \text{Rigidité tangentielle} = \frac{5EA}{12(1+\nu)} \quad (1), (2)$$

Dans les propriétés des matériaux des plaques, un poids volumique peut être spécifié; il est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives, cette force est obtenue, en principe, en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur. Remarquons que dans la modélisation par les éléments finis, les poutres sont superposées au sol. Afin de calculer précisément le poids total du sol et des structures dans le modèle, le poids volumique du sol devra être soustrait du poids volumique du matériau de la plaque.

## 2.2. Équations de base du comportement dynamique

L'équation de base pour le mouvement dépendant du temps d'un volume sous l'influence d'une charge dynamique est donnée par:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (3)$$

$[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  sont respectivement la matrice de masse, d'amortissement et de rigidité.  $\{U\}$ ,  $\{F\}$  sont les vecteurs de déplacement et de charge successivement.  $U$ ,  $\dot{U}$ ,  $\ddot{U}$  sont le déplacement, la vitesse et l'accélération.

$[C]$  est souvent formulé en fonction des matrices de la masse et de rigidité (Rayleigh amortissement) comme:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[k] \quad (4)$$

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$  peut être déterminé à partir au moins de deux constantes d'amortissement données  $\xi_i$  cela correspondent à deux fréquences de la vibration  $\omega_i$ . Le rapport entre,  $\beta$ ,  $\xi_i$  et  $\omega_i$  peut être présenté comme :

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (5)$$

L'arrangement implicite d'intégration de temps de Newmark est une méthode fréquemment utilisée. Pour d'obtenir une solution stable, la condition suivante doit s'appliquer [4]:

$$\beta \geq 0.5 \quad \alpha \geq \frac{1}{4}(\frac{1}{2} + \beta)^2 \quad (6)$$

L'utilisateur est conseillé d'employer l'arrangement standard de PLAXIS où  $\alpha = 0,3025$  et  $\beta = 0,60$  [4].

### 2.2.1. Frontières absorbantes

L'utilisation des frontières absorbantes dans PLAXIS est basée sur les équations (9) et (10) comme suit [4]:

$$\sigma_n = -c_1\rho V_p u_x \quad , \quad \tau = c_2\rho V_s u_y \quad (7), (8)$$

Avec

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad , \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{\gamma}{g} \quad (9), (10), (11)$$

$\rho$  est la densité des matériaux,  $g$  la gravité.  $V_p$  et  $V_s$  sont respectivement la vitesse d'onde de pression et la vitesse d'onde de cisaillement, celles-ci sont déterminées en utilisant les équations (9) et (10).  $C_1$  et  $C_2$  sont des coefficients de relaxation qui ont été présentés afin d'améliorer l'effet de l'absorption. Quand les ondes de pression heurtent seulement la perpendiculaire de frontière, la relaxation est superflue ( $C_1 = C_2 = 1$ ), en présence des ondes de cisaillement  $C_1$  et  $C_2$  prennent successivement les valeurs 1 et 0.25 [4].

## 3. ÉTUDE DE CAS

## Influence de l'interaction structure-sol-structure sur la réponse sismique

Dans ce cadre, on étudie l'influence de l'interaction dynamique entre des structures voisines et identiques sous chargement sismique. Les caractéristiques du sol et de la structure sont prises selon la référence [5].

Deux méthodes sont proposées pour la modélisation :

- Méthode des éléments finis par le code PLAXIS 2D (figure 1).
- Méthode semi-décrite par le code SAP2000 (figure 2).

### 3.1. Géométrie de l'exemple étudié

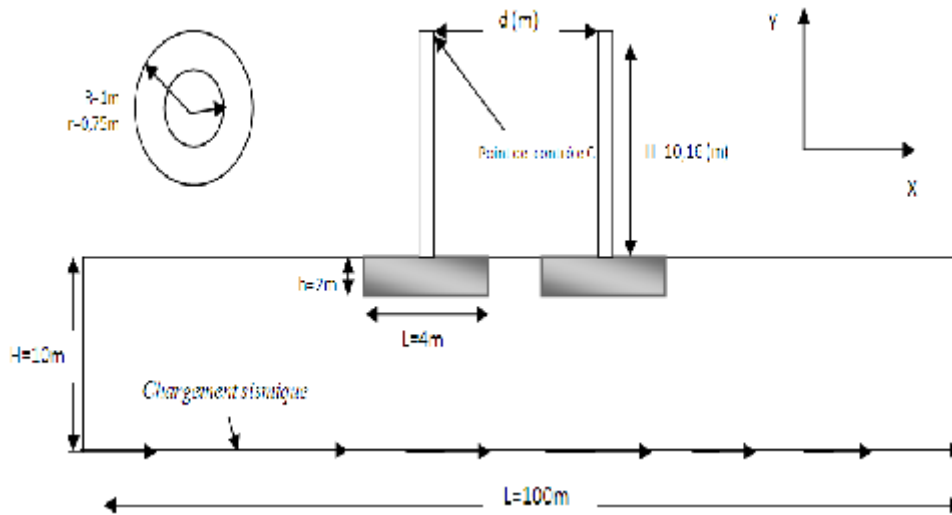


Figure 1. Coupe longitudinale du cas étudié.

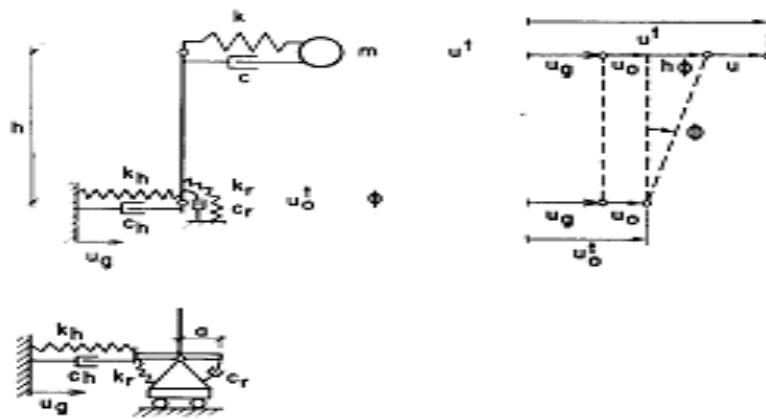


Figure 2. Système à un seul degré de liberté (système semi-discret) [6].

### 3.2. Caractéristiques des matériaux

A) Pour la méthode des éléments finis :

**Tableau 1. Propriétés de structure.**

| Paramètre                                | Nom             | Valeur             | Unité  |
|--|-----------------|--------------------|--------|
| Type de comportement                     | Type matériel   | linéaire élastique | -      |
| Rigidité normale                         | EA              | 3,570 .107         | kN/m   |
| Rigidité de flexion                      | EI              | 1,4.107            | kNm2/m |
| Épaisseur équivalente                    | d <sub>eq</sub> | 2,166              | m      |
| Poids                                    | w               | 98,856             | kN/m/m |
| Masse volumique                          | ρ               | 72                 | kN/m3  |
| Coefficient de Poisson                   | ν               | 0,33               | -      |
| Coefficients d'amortissement de Rayleigh | α               | 0 ,1442            | -      |
|  | β               | 4 ,55 .10-4        | -      |

**Tableau 2. Propriétés de structure.**

| Paramètres                               | Nom                    | Valeur             | Unité |
|--|------------------------|--------------------|-------|
| type de modèle                           | Type                   | linéaire élastique | -     |
| Type de comportement                     | Model                  | Non poreux         | -     |
| Poids volumique                          | γ <sub>dry</sub>       | 18                 | kN/m3 |
| Module d'Young                           | E <sub>ref</sub>       | 2,6 .10-7          | kN/m2 |
| Coefficient de Poisson                   | ν                      | 0.33               | -     |
| Facteur de rigidité de l'interface       | R <sub>interface</sub> | 1                  | -     |
| Coefficients d'amortissement de Rayleigh | α                      | 0.488              | -     |
|  | β                      | 1.075E-03          | -     |

B) Pour la méthode semi-discret :

**Tableau 3. Caractéristiques du modèle semi- discret [6], [7], [8] et [9].**

|                 | Valeurs     | Unités    |
|-----------------|-------------|-----------|
| k <sub>h</sub>  | 9640915.959 | KN/m      |
| K <sub>r</sub>  | 6362587.143 | KN*m /rad |
| C <sub>h</sub>  | 17571.3751  | KG/S      |
| C <sub>r</sub>  | 14624.2465  | KG/S/rad  |
| ξ <sub>h</sub>  | 0.43792469  | %         |
| ξ <sub>r</sub>  | 0.08119581  | %         |
| ξ <sub>g</sub>  | 0.05        | %         |
| ξ <sub>g</sub>  | 0.05        | %         |
| ξ <sub>g</sub>  | 0.11        | %         |
| T <sub>BF</sub> | 0.15        | s         |
| T               | 0.20        | s         |

Où

ξ : Amortissement de système semi-discret (sol-structure).

ξ<sub>g</sub>, ξ : Amortissement hystérétique de sol et de la structure.

T : Période fondamentale de la structure de base flexible.

T<sub>BF</sub> : Période fondamentale de la structure de base encastree.

#### 4. RÉSULTATS

#### 4.1. Cas d'absence de structures voisines

Premièrement, on compare entre les deux méthodes (MEF et semi-discrète) en cas de structure isolée sous chargement sismique définie par la figure en dessous ; ce test est considéré comme une validation de la modélisation EF développée:

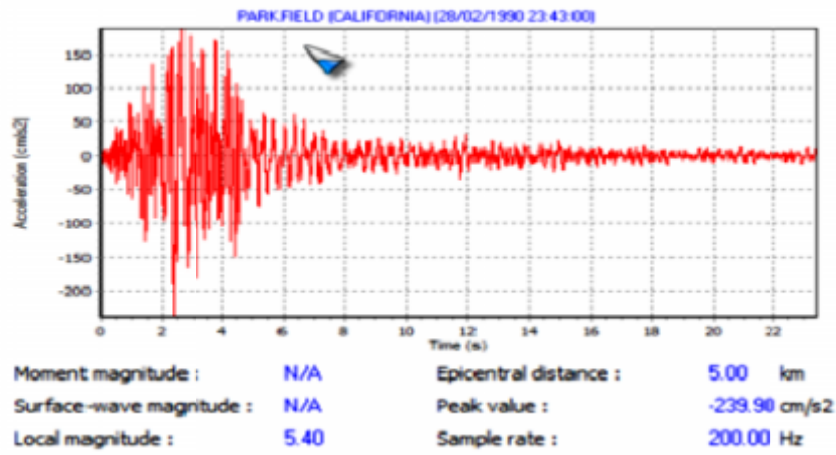


Figure 3. Séisme de Parkfield-California (28.02.1990).

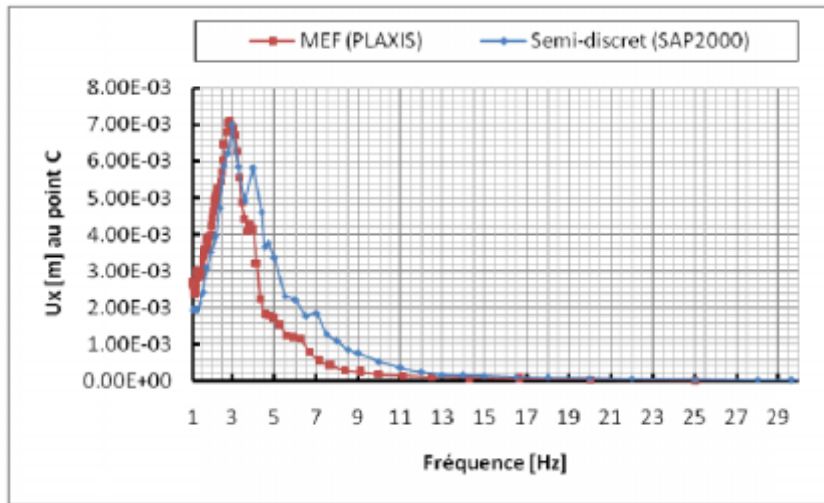


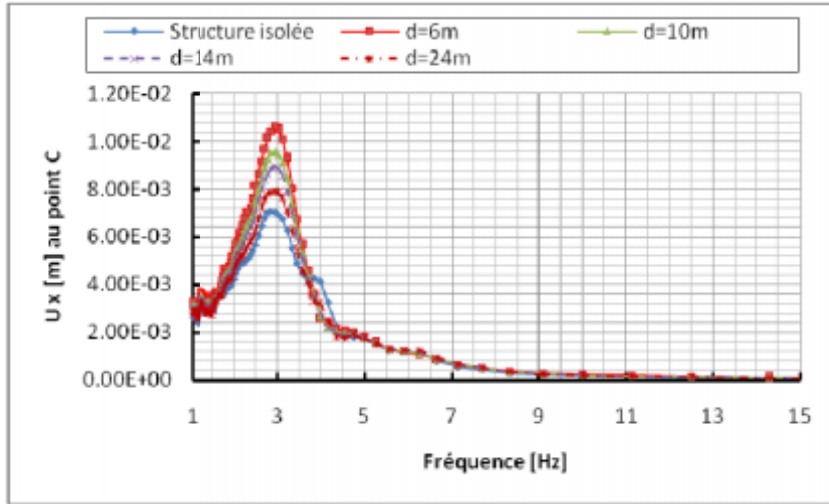
Figure 4. Réponse d'une structure isolée sous chargement sismique.

Dans le cas d'une structure isolée, on remarque une concordance entre la réponse des deux méthodes (MEF, MSD) surtout au niveau de pic de la réponse.

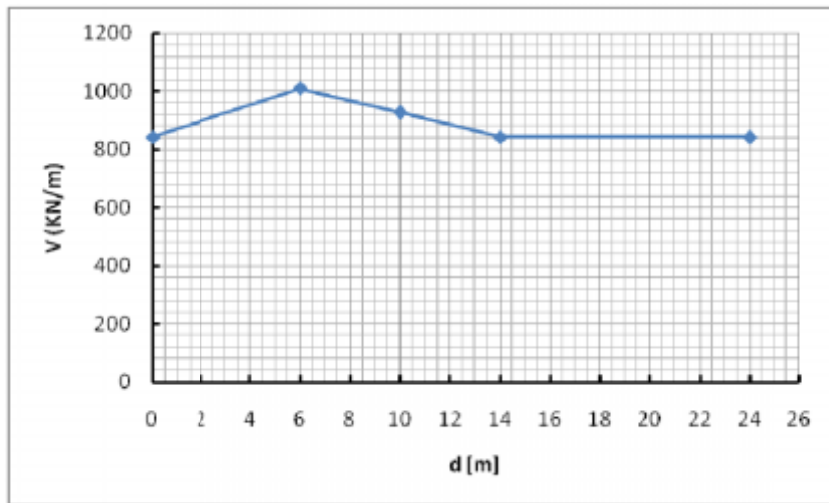
#### 4.2. Cas de la présence de structures voisines

##### A) Effet de la distance

Dans ce cas, on étudie dans un premier temps l'influence de la distance entre deux structures ensuite, celle de la densité des structures voisines avec les mêmes conditions du paragraphe précédent.



**Figure 5.** Effet de la distance sur la réponse.



**Figure 6.** Effet de la distance sur l'effort de cisaillement.

L'interaction entre structures dépend clairement de la distance sur la réponse de la structure cible et une structure voisine, plus la distance est supérieure à 6m, plus la réponse de la structure cible diminue. L'effort de cisaillement atteint sa valeur maximale à 6m, une diminution sensible jusqu'à 14m, au-delà une stabilité de celle-ci est constatée

**B) Effet de la densité**

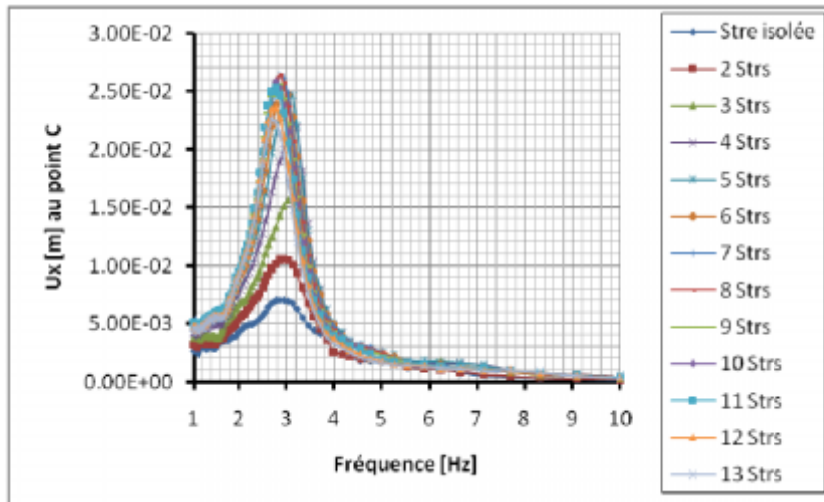


Figure 7. Effet de la densité sur la réponse.

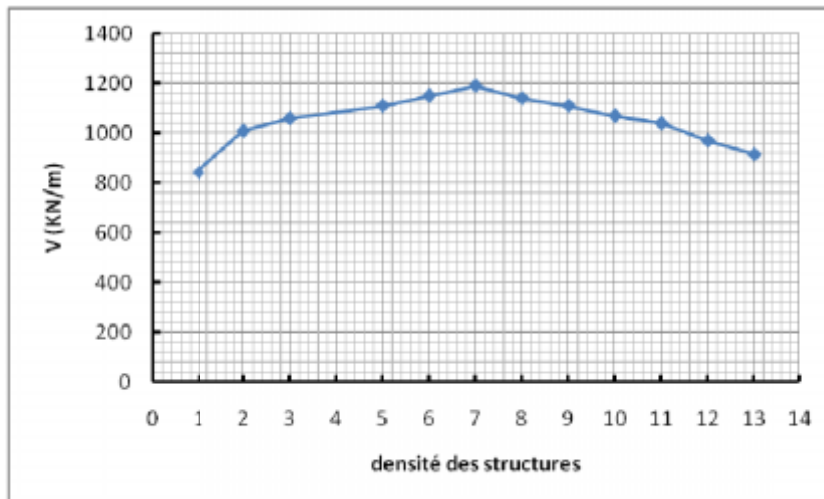


Figure 8. Effet de la densité sur l'effort de cisaillement.

De part cette étude, la densité des structures voisines influence sensiblement la réponse sismique de la structure cible. Il est constaté que la réponse maximale de celle-ci est à 8 structures juxtaposées, au-delà, cette réponse diminue tendant vers la réponse de la structure cible isolée. Lors de la montée vers le nombre 8 des structures voisines, on remarque un shift de la fréquence de la structure isolée. L'effort de cisaillement à son tour présente une valeur maximale à la juxtaposition de 7 structures, au-delà de cette densité, la valeur de celle décroît

## 5. DISCUSSION ET CONCLUSION

L'interaction structure - sol - structure peuvent affecter d'un manier important la réponse sismique des structures. Cet' effet, illustre clairement au niveau d'influence de la distance entre les structures et d'influence de nombre des structures voisines, soit par augmentation de déplacement et d'effort de cisaillement ou par shift de la fréquence du structure cible.

## Bibliographie

- [1] Clouteau, D., Broc, D. (2012), calculation methods of structure-soil-structure (3SSI) for embedded building: Application to NUPEC test, *J. Soil. Dyna and Earthq.Eng.*, Vol. 32, pp. 129–142.
- [2] Marius, G., Iona R, I. (2009), Structure–soil–structure coupling in seismic excitation and “city effect”, *J. Eng .Science.*, Vol. 47, pp. 342–354.
- [3] Yahyai, M., Mirtaheeri, M. (2008), Soil structure interaction between two adjacent buildings under earthquake load, *J. Amer of Eng and Appl.Science*, Vol. 1, pp. 121–125.
- [4] Brinkgreve R, B.J. (2003), Scientific Manual, PLAXIS b.v. P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands, ISBN 90-808079-3-1.
- [5] Wang,S., Schmid G.(1992), Dynamic structure-soil-structure interaction by FEM and BEM, *J. Comp.Mech.*, Vol. 9, pp. 347-357.
- [6] Wolf, J.P., (1985), Dynamic soil-structure interaction, Prentice-Hall.Inc.Englewood Cliffs.New Jersey 07632, ISBN : 0-13-221565-9.
- [7] Kausel, E. Whitman R. V. and Morray,J. (1978), The spring method for embedded foundations , *J. Nuc. Eng and Design.*, Vol. 48, pp. 377-392.
- [8] Pais, A., Kausel, E. (1988), Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations, *J. Soil. Dyna and Earthq.Eng.*, Vol. 7, No. 4, pp. 213-227.
- [9] Wang. H.L, Luco, J. (1985), Tables of Impedance Functions for Square Foundations on Layered Media, *J. Soil. Dyna and Earthq.Eng.*, Vol. 4, pp. 64-81.
- [10] Behnamfar, F., Sugimura Y. (1999), Dynamic response of adjacent structures under spatially variable seismic waves, *J. Prob.Eng.Mech.*, Vol. 14, pp. 33-44.
- [11] Lee, T.H., Wesley, D. A. (1972), Soil-structure interaction of nuclear reactor structures considering through-soil coupling between adjacent structures, *J. Nuc. Eng and design.*, Vol. 24, pp. 374-387.
- [12] Stavros A, S., Bernhard F. and Willi, S. (1988), Three dimensional interaction between structures on layered under seismic excitation, Eleventh World Conf on Earthq. Eng., ISBN: 0 08 042822 3.
- [13] Semblat, J.F., Kham M., Bard P.Y.and Gueguen, Ph. (2004), Could "Site-City Interaction" modify site effects in urban areas?, 13th World Conf on Earthq Eng., No. 1978.
- [14] Matthees, M., Magiera,G. (1982), A sensitivity study of seismic structure-soil-structure interaction problems for nuclear power plants , *J. Nuc. Eng and Design.*, Vol. 73, pp. 343-363.
- [15] Brinkgreve R, B.J., Kapper T, M.H. and Bonnier, P.G. (2007), Hysteretic damping in a small-strain stiffness model, *J. Num. Meth in Geot. Eng.*, Taylor & Francis, pp. 737-781.
- [16] Reza Emami Azadi,M ., Ali Akbar, S. (2010), The effects of soil-foundation-structure interaction on the dynamic response of delijan cement-storage silo under earthquake loading ,*J. EJGE Sprink.*, Vol. 15, pp. 659–576.
- [17] Lou, M., Wang, H. (2011), Dynamic structure-soil-structure interaction: Literature review, *J. Soil. Dyna and Earthq.Eng.*, Vol. 31, pp. 1724–1731.



## APPLICATION DE L'APPROCHE DEPLACEMENT SUR LES PONTS CONTINUS SOUS SEISME TRANSVERSAL

CHOHRA BENMANSOUR<sup>1</sup>, MUSTAPHA DJAFOUR<sup>1</sup>, NASSIMA BENMANSOUR<sup>1</sup>  
DJAWAD ZENDAGUI<sup>1</sup>,

*1* laboratoire RisAM Faculté de Technologie, Université de Tlemcen, BP 230 Rue Abi Ayad, 13000 Algérie  
(benmansour.chohra@yahoo.fr)

**Résumé** - La conception parasismique passe actuellement par une période de transition, dans laquelle la plupart des codes sismiques sont en train d'adopter une méthode de dimensionnement en capacité, en remplaçant cette méthode conventionnelle basée sur les forces. L'objectif de cet article est d'utiliser l'approche déplacement développée par Priestley, pour la conception des ponts continus en béton armé sous chargement sismique transversal. En premier lieu on présente la méthodologie de cette approche qui a été programmée en MATLAB. Par la suite 72 séries de ponts réguliers et irréguliers ont été analysés. Les résultats trouvés montrent principalement que l'approche déplacement est simple à appliquée. Elle donne des résultats adéquats pour la majorité des ponts analysés. A travers cette étude il a été illustré que le nombre et la longueur des travées ainsi que la variation de la hauteur et du diamètre des piles peuvent avoir une influence considérable sur le comportement dynamique des ponts. L'objectif de cette procédure est de faire fonctionner la structure dans un niveau prédéfini d'endommagement sous un niveau d'intensité sismique prédéfini.

**Mots –Clés** : analyse du pont; conception parasismique, la performance, conception sismique, approche déplacement.

### 1. INTRODUCTION :

Au cours de ce dernier siècle, le nombre des séismes s'est amplifié et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays dont le notre se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces séismes.

De part sa situation géographique, l'Algérie est concernée par plusieurs zones sismiquement actives. Concernant les infrastructures de ponts dans notre pays on peut dire qu'elles sont vieillissantes et que l'intégration du risque sismique dans les études courantes des ouvrages d'art est assez récente et encore timide, sachant que le premier règlement parasismique des ouvrages d'art a été édité en 2010. [R.P.O.A, 2010].

Le principe fondamental de l'approche de déplacement consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe. En définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces. Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté. C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée. Cette approche est non seulement utilisée pour les constructions existantes, mais également pour les nouvelles constructions. Est aussi de plus en plus introduite dans les codes parasismiques récents, comme l'Eurocode8 [Eurocode8, 2004]. Donc l'approche vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat de la structure. Les règles de construction doivent assurer effectivement la ductilité des différents éléments qui composent la structure.

### 2. PROBLEMATIQUE:

Les codes parasismiques actuels ne prenaient compte le comportement non-linéaire de l'ouvrage qu'à travers un coefficient de comportement. La plupart des codes prennent en compte une valeur unique de ce coefficient. Le mauvais choix de ce coefficient peut entraîner une mauvaise estimation de l'effort appliqué sur l'ouvrage et un danger pour sa stabilité. Or le coefficient de comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres et son expression ne peut se résumer par une simple constante.

[Priestley, 1993] a examiné de façon critique la procédure de conception sismique basée sur la force et a conclu que plusieurs principes fondamentaux sur lequel la philosophie de conception est basée étaient profondément défectueux, parmi ces observations on cite :

- La méthode de force dépend forfaitairement de la période fondamentale de vibration  $T$ , qui est inconnue car elle est en fonction des raideurs des éléments structurels non encore dimensionnés.
- La conception basée sur les forces est basée sur l'hypothèse que le coefficient de comportement est unique. Or la demande de la ductilité pour les différents éléments de structure diffère de manière significative, selon la géométrie de la structure et de la capacité de déformation des éléments structuraux. A titre démonstration, pour les ponts irréguliers avec des piles longues on observe une concentration de la demande de ductilité au niveau des piles les plus rigide, tandis que, les autres piles souples restent élastiques. Par conséquent les éléments élastique sont sous estimée.
- Dans la méthode des forces, on prend comme paramètre variable de contrôle les forces induites par le séisme. En effet, ce sont les déplacements latéraux qui provoquent l'effondrement des structures sous leur propre poids.

### 3. MODELISATION :

#### 3.1. Le choix de la section des piles :

Le choix du diamètre qui peut fournir la résistance des piles est obtenu à l'aide d'un intervalle du rapport de ferrailage variant de 0,5% à 4% [Priestley, et al, 1996], par l'application du logiciel USC\_RC. Ce logiciel a été utilisé pour la détermination du diagramme d'interaction de la force axiale- moment de la section de la colonne. Les résultats d'analyse sont affichés dans la figure 1. Notez que, l'objectif est d'obtenir un rapport de ferrailage des piles entre ces deux limites.

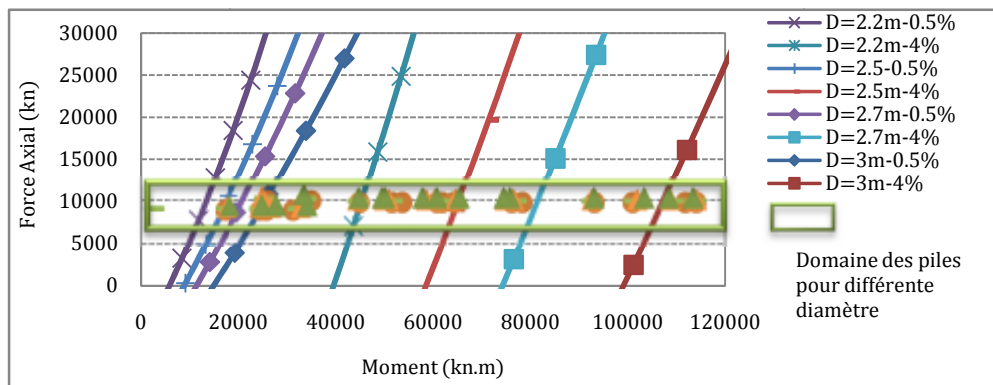


Figure 1. Diagramme d'interaction pour les piles, H=13m

Suite des recommandations formulées dans [Priestley et al, 1996], nous discrétisons les masses du tablier au sommet des piles et des culées. Une partie des masses des colonnes et des chevêtres peut également être regroupées au sommet.

#### 3.2. Matériaux:

Les propriétés du béton et de l'acier du ferrailage utilisés dans la conception sont présentées dans le tableau 1. [Alvarez Botero, 2004].

Tableau 1. Propriétés des matériaux utilisés.

| Béton                                   |             | Acier                                    |              |
|---|-------------|--|--------------|
| Resistance à la compression, $f_c$ , 40 | [MPa]       | La limite d'élasticité, $f_e$ ,          | 445 [MPa]    |
| Module d'élasticité, $E_c$ ,            | 30000 [MPa] | Module d'élasticité longitudinale, $E_c$ | 200000 [MPa] |

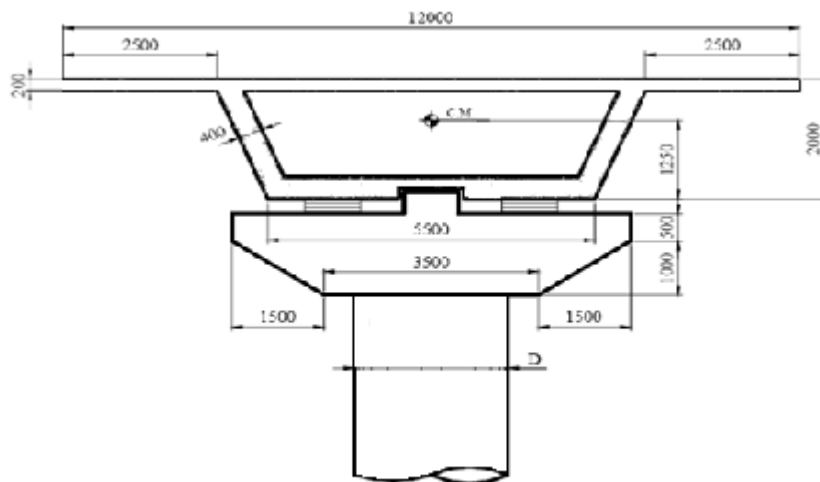
|                          |    |                      |  |    |      |
|--------------------------|----|----------------------|--|----|------|
| Poids volumique, $W_c$ , | 25 | [kN/m <sup>3</sup> ] | Diamètre de la barre longitudinale, $d_{bl}$ , | 43 | [mm] |
|--------------------------|----|----------------------|--|----|------|

### 3.3. Les culées:

On a considéré un comportement élastique du culée [Maroney et Chai, 1994], la rigidité des culées est choisie égale à  $KA=75000$  kN/m et la valeur de l'amortissement est égale à  $\varepsilon_A=8\%$ . Le déplacement limite ultime pour les culées est spécifié égal  $\Delta u=100$  mm.

### 3.4. Tablier du pont :

On a considéré un comportement élastique du tablier. Le moment d'inertie transversale du tablier est donné par,  $I_{YY} = 44$  m<sup>4</sup>; sa rigidité de torsion est négligée. Le poids réparti sur le tablier du pont y compris l'asphalte est fixé à,  $w_{\text{tablier}} = 175$  kN/m. La section transversale du pont est représentée dans la figure 2.



**Figure 2.** La section transversale du pont

### 3.5. Les piles et le chevêtre :

Les piles sont considérées circulaires dans toutes les configurations de ponts; la superstructure du tablier est simplement appuyée sur le chevêtre (au sommet des piles). Le comportement inélastique est destiné à être limité au niveau de la position des rotules plastiques qui se trouvent au pied des piles. Les diamètres des piles varient de  $D=2.2$  m à 3 m. Les dimensions du chevêtre sont indiquées dans la figure 2. L'épaisseur du chevêtre est prise égale :  $(D+0.5)$  m, où, D: est le diamètre des piles.

## 4. METHODOLOGIE :

L'approche déplacement est basée sur la méthodologie qui utilise la structure de substitution développée par [Shibata et Sozen, 1976] qui modélise un système inélastique par un système élastique équivalent. Elle combine l'analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté à l'analyse spectrale d'un système à un degré de liberté (IDDL).

Le système à un degré de liberté est représenté par sa rigidité effective, sa masse et par son amortissement visqueux équivalent. Sa réponse est calculée à l'aide d'un spectre de réponse élastique pour un taux d'amortissement ( $\varepsilon_e = 5\%$ ).

### 4.1. Procédure de dimensionnement:

La procédure de dimensionnement basée sur le déplacement pour les structures de pont à plusieurs degrés de liberté peut être récapitulée dans les étapes de base suivantes :

- 1) Détermination de la forme de déformée inélastique.
- 2) Caractérisation et l'évaluation du système équivalent à un degré de liberté 1DDL.
- 3) Application de l'approche de dimensionnement basée sur le déplacement au système 1DDL.
- 4) Détermination et calcul des forces requises au niveau de la colonne.

Donc la première partie nécessite la détermination de la forme déformée de la superstructure, qui est supposée demi-sinusoïdale [Alfawakhiri et al, 2000], basée sur un modèle de poutre simplement appuyée, c.à.d. On prend la forme du premier mode élastique du tablier du pont comme une première approximation comme le montre la figure 3. La forme de la déformée est une fonction de la rigidité relative entre les colonnes, les culées et le tablier du pont.

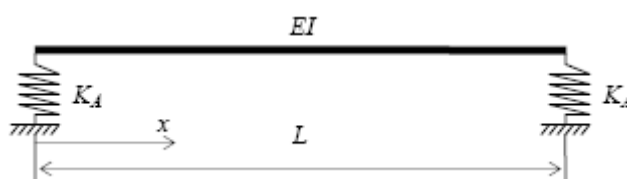


Figure 3. Poutre simplement appuyée sur des ressorts élastique

Cette approche dépend également de la période comme la méthode des forces, mais elle utilise la rigidité effective au niveau du déplacement maximum au lieu d'utiliser la rigidité initiale pour calculer la réponse de la structure.

La deuxième partie, c'est la détermination des caractéristiques équivalentes de la structure de substitution (1DDL) en termes de période effective, de rigidité effective, de masse équivalente, de déplacement du système de conception et d'amortissement équivalent qui tient compte de l'énergie hystérétique. Le calcul de l'effort tranchant à la base se fait pour une structure de substitution en fonction du déplacement cible donné et en fonction du niveau de ductilité. Voir Figure 4.

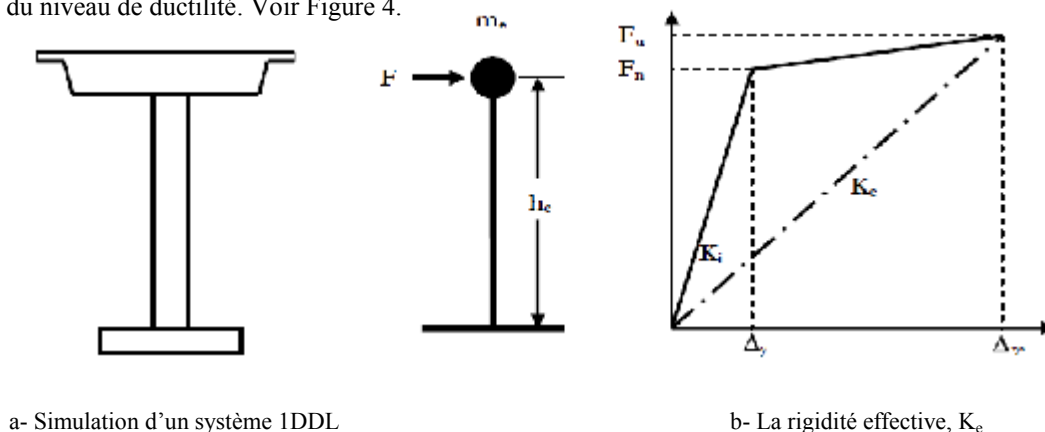


Figure 4. Principe de l'approche déplacement

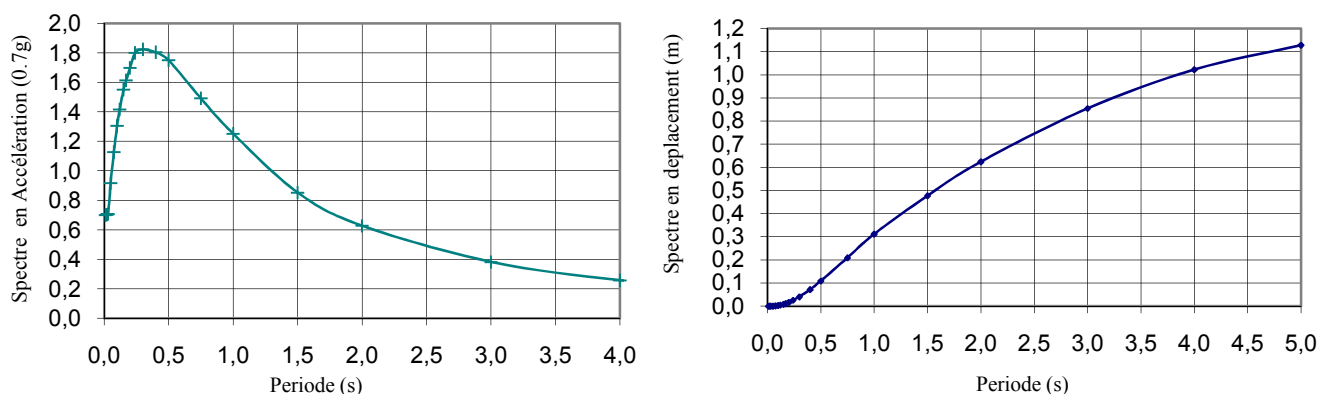
Après avoir caractérisés et évalué le système équivalent à un degré de liberté 1DDL, on passe à l'étape suivante dans la procédure de calcul est celle de la distribution de l'effort tranchant à la base, ( $V_B$ ), en tant que force d'inertie, qui doit être répartie proportionnellement aux masses et aux déplacements au niveau de chaque DDL de la structure, afin de calculer les moments fléchissant au niveau des rotules plastique. Par suite, l'analyse sous force sismique distribuée est simple, mais une étude attentive doit être faite. Afin d'être compatible avec la réponse de la structure de substitution, les raideurs des éléments devraient être représentées sous forme de raideurs sécantes.

#### 4.2. Application de l'approche déplacement :

La procédure itérative de l'approche déplacement a été mis en application dans un programme sous MATLAB et appliqué à dix-huit séries de configurations de pont (6 ponts réguliers et 12 ponts irréguliers) et pour chaque configuration nous avons considéré différentes hauteurs de piles telle que:  $H = \{8\text{m}; 10.5\text{m}; 13\text{m}; 15.5\text{m}\}$ . Le total des ponts étudié est 72 ponts. Seules les colonnes se déforment par flexion pour retenir la superstructure des ponts. Un état limite de déformation a été considéré et il est représenté par une corde limite de 4%.

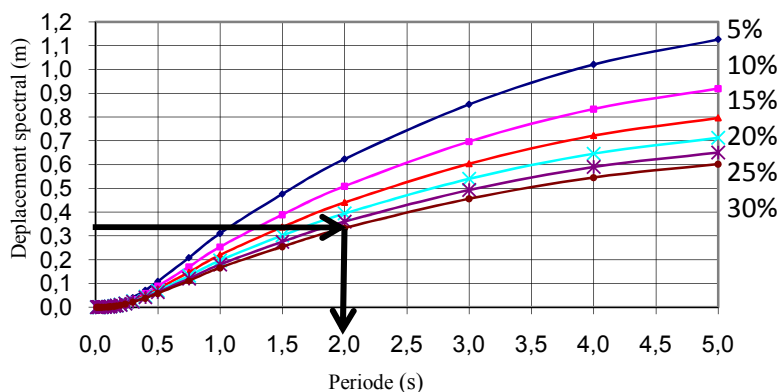
#### 4.3. Les données sismiques :

Les ponts sont supposés fondés sur des dépôts de sables denses à moyennement denses, de graviers ou d'argiles raides, profonds de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de mètres, ce qui correspond au type de site « C » dans [CALTRANS, 2001]. Une magnitude de moment de  $M_w = 8.0 \pm 0.25$  est considérée. L'accélération maximum du sol (PGA) est égale à 0.7g. Les spectres en accélération et en déplacement de CALTRANS pour un taux d'amortissement égal à 5%. Voir figure suivante.



**Figure 5.** Spectres de réponse élastique (accélération et déplacement) pour un amortissement de 5% (magnitude  $M_w = 8.0 \pm 0.25$ ,  $PGA = 0.7g$  et Sol de type C)

Après avoir caractérisé le système équivalent 1DDL, la période effective « Teff » de la structure de substitution est obtenue par le spectre de déplacement, à l'aide un niveau approprié de l'amortissement, et le déplacement de dimensionnement du système convenable. Ce spectre a été réduit en fonction de l'augmentation du pourcentage de l'amortissement, voir la figure suivante.



**Figure 6.** Evaluation de la période effective par l'approche déplacement

Le spectre de déplacement élastique pour un niveau d'amortissement requis, peut être obtenu à partir du spectre d'amortissement (5%) (Pour les accélérogrammes normalisés mesurés à moins 10 km de la faille) en utilisant l'équation suivante.

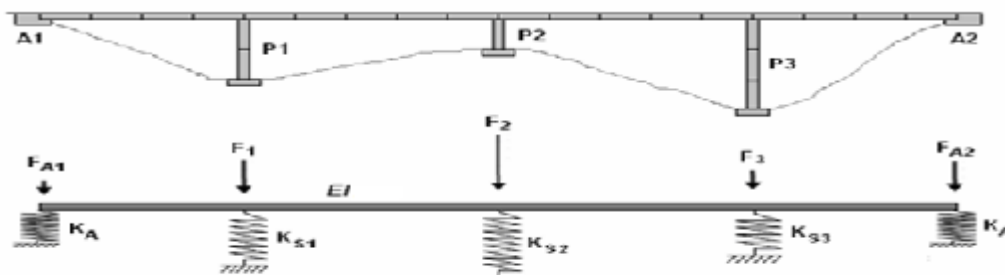
$$\Delta_{T,\varepsilon} = \Delta_{T,5} \cdot \left(\frac{10}{5+\varepsilon}\right)^{0.5} \quad (1)$$

Où  $(\Delta_{T,5})$  et  $(\Delta_{T,\varepsilon})$  représentent respectivement les déplacements spectraux pour des amortissements à (5%) et ( $\varepsilon$ %).

#### 4.4. Analyse de la structure sous les forces calculées :

[Priestley et Calvi, 2003] propose une stratégie itérative basée sur l'analyse statique linéaire élastique de la structure sous le vecteur des forces, pour estimer les sollicitations agissant au niveau des rotules plastiques.

Une analyse statique du système élastique équivalent, doit être effectuée sous le vecteur des forces sismiques distribuées  $F_i$ , et en utilisant les raideurs effectives des éléments, KSI. La figure 7, montre le modèle simplifié d'un pont à quatre travées.



**Figure 7.** Le modèle élastique équivalent du pont sous une action sismique transversale

A partir de l'analyse statique du système élastique équivalent, une forme de la déformée du pont est obtenue ainsi qu'un pourcentage des forces reprises par la superstructure flexible, SS, qui peut être calculé à l'aide de l'addition des réactions aux culées et en la divisant par l'effort tranchant, (VB), on prend comme une première estimation le pourcentage des forces sismiques reprises par la superstructure flexible, SS, est égale 50%.

#### 4.5. Notes additionnelles:

La distribution de la masse, la section de la pile, les propriétés des matériaux et le spectre de réponse, sont connus avant que le calcul sismique ne commence.

Le critère de convergence est basé sur le champ du déplacement cible. Une bonne approximation préliminaire de la forme déformée peut être obtenue en utilisant le modèle d'une poutre simplement appuyée reposant sur des ressorts élastiques. Le processus de calcul se détermine lorsque les hypothèses convergent vers les résultats de l'analyse statique.

### 5. APPLICATION DE L'APPROCHE "DEPLACEMENT" AUX PONTS REGULIERS :

Le principe de l'approche déplacement a été mis en application dans un programme sous MATLAB et appliqué à dix-huit séries de configurations de pont (6 ponts réguliers et 12 ponts irréguliers) et pour chaque configuration nous avons considéré différentes hauteurs de piles telle que:  $H = \{8\text{m}; 10.5\text{m}; 13\text{m}; 15.5\text{m}\}$ . Le total des ponts

étudié est 72 ponts. Seules les colonnes se déforment par flexion pour retenir la superstructure des ponts. Un état limite de déformation a été considéré et il est représenté par une corde limite de 4.

### 5.1. Conception des résultats:

Les résultats obtenus après l'application de l'approche déplacement dans les séries du pont qui sont montrées dans les figures et les tableaux qui suivent, montrent, les valeurs finales du déplacement élastique du déplacement limite ultime pour chaque pile, les exigences de ductilité, et montrent aussi la résistance nécessaire, les valeurs de rigidité effective, et les paramètres qui caractérisent le système 1DDL. La désignation de la pile critique pour chaque cas étudié est identifiée à partir d'un rapport minimal du déplacement limite ultime sur la forme de déformée convenable pour chaque pile.

## 6. ANALYSE DES PONTS REGULIERS :

Deux types de ponts sont étudiés dans ce cas, ponts à trois travées et ponts à six travées.

### 6.1. Séries 2:

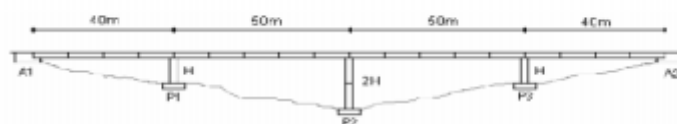
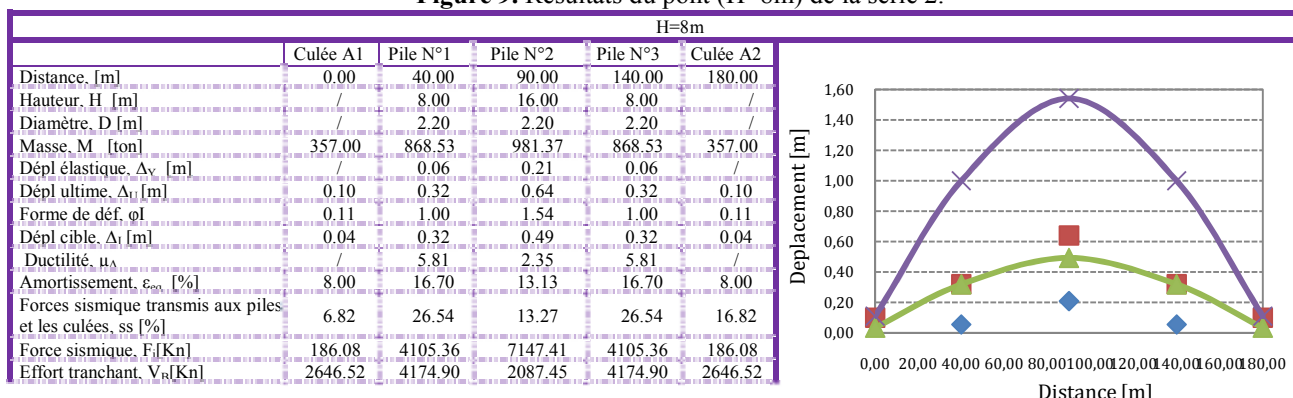


Figure 8. série2.

Les ponts de la série 2 (quatre travées avec pile central longue) se caractérisent par des structures très flexibles. En fait, elles ont des variations de la période effective plus importantes, variant entre 1.63s pour une hauteur de pile courte (H=8m) et 2.59s pour une hauteur de pile longue (H=15.5m), cela signifie que la structure du pont est flexible. Les deux piles les plus courtes, les plus proches de la culée, sont les éléments critiques pour cette série. Encore une fois toutes les trois piles sont censées atteindre le comportement plastique, de telle sorte que la ductilité au niveau de deux piles critiques soit de l'ordre de 2 fois celle sur de la pile centrale, signifiant aussi une grande dissipation d'énergie au niveau des piles critiques. Des valeurs plus faibles de l'amortissement du système sont obtenues,  $\epsilon_{sys} = 16.70\%$  pour une hauteur de pile plus courte (H=8m) et  $\epsilon_{sys} = 14.65\%$  pour une hauteur de pile plus longue (H=15.5m), conséquence d'une faible contribution de l'énergie dissipée par la composante hystérétique. Alors un pourcentage significatif de la force sismique est transmis aux culées. Il est de  $ss_A = 33\%$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) et de  $ss_A = 94.80\%$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). La force sismique reprise par les culées est très faible par rapport à la force sismique chargée par les piles, cette force va diminuer en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles. Elle vaut  $F_i = 7147kN$  au niveau de la pile centrale pour une hauteur de pile égale (H=8m), et vaut  $F_i = 5571kN$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 2 et les figures 9.

Figure 9. Résultats du pont (H=8m) de la série 2.



|                                     |          |          |          |          |          |
|-------------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Rigidité effective, $K_s$ [Kn/m]    | 75000.00 | 13046.58 | 4233.68  | 13046.58 | 75000.00 |
| Dépl calculés, U[m]                 | 0.04     | 0.32     | 0.49     | 0.32     | 0.04     |
| Réactions calculés, R[Kn]           | 2646.51  | 4174.91  | 2087.46  | 4174.91  | 2646.51  |
| Moment plastique, $M_{pier}$ [Kn*m] | /        | 33399.23 | 33399.23 | 33399.23 | /        |

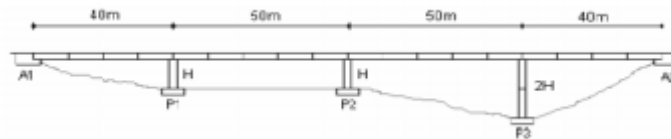
**Tableau 2.** Les caractéristiques du pont d'un système 1DDL pour la série 1

| H[m]    | Forces aux Culées $ss_A$ [%] | $\Delta_{sys}$ [m] | $M_{eff}$ [ton] | $T_{eff}$ [s] | $K_{eff}$ [Kn/m] | $V_B$ [Kn] | $\varepsilon_{sys}$ [%] |
|---------|------------------------------|--------------------|-----------------|---------------|------------------|------------|-------------------------|
| Série 2 |                              |                    |                 |               |                  |            |                         |
| 8       | 33.65                        | 0.39               | 2717.37         | 1.63          | 40138.87         | 15730.30   | 12.36                   |
| 10.5    | 53.00                        | 0.51               | 2768.86         | 1.98          | 27909.23         | 14164.40   | 9.80                    |
| 13      | 74.48                        | 0.62               | 2810.68         | 2.31          | 20782.33         | 12968.77   | 7.41                    |
| 15.5    | 94.80                        | 0.74               | 2847.31         | 2.59          | 16717.98         | 12396.67   | 5.51                    |

## 7. ANALYSE DES PONTS IRREGULIERS :

Deux types de ponts sont étudiés dans ce cas, ponts à quatre travées et ponts à six travées. Nous notons que l'analyse des ponts irréguliers est basée sur les mêmes hypothèses de calcul des ponts réguliers utilisés précédemment.

### 7.1. Séries 10:



**Figure 10.** Série 10

Les résultats de cette série sont présentés dans la figure 11. Cette série est caractérisée pour être rigide à cause du déplacement cible imposé par la pile centrale, P2, qui désigne l'élément critique. La variation de la période effective est de 1.12s à 1.87s. L'énergie dissipée est concentrée dans la pile critique. La résistance des piles requises est similaire pour tous les cas. L'importance de la demande en ductilité diminue avec l'augmentation de la hauteur des piles (de H=8m à H=15.5m), elle varie entre  $\mu_{\Delta} = 6.6$  et  $\mu_{\Delta} = 3.58$ . La participation des forces sismiques transmises aux culées varie de  $ss_A = 18.96\%$  pour une hauteur de pile courte (H=8m) à  $ss_A = 50.12\%$  pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). Toutes les piles ont un comportement plastique, sauf la pile P3 qui a un comportement élastique pour une hauteur de pile égale (H=13m et H=15.5m). L'amortissement équivalent du système varie de  $\varepsilon_{sys} = 12.86\%$  à  $\varepsilon_{sys} = 8.96\%$  en fonction de l'augmentation de la hauteur ; ce pourcentage est la conséquence d'une forte contribution de la pile plastique. La forme du déplacement est parabolique symétrique pour une hauteur de pile longue (H=15.5m) et de forme parabolique non symétrique pour une hauteur de pile courte (H=8m), en raison de la croissance de la participation des forces sismiques transmis aux culées. Dans le cas où toutes ces piles ont un comportement plastique, le moment plastique augmente avec l'augmentation de la hauteur. Dans certains cas où les piles changent de comportement, elles deviennent élastiques, le moment plastique diminue avec l'augmentation de la hauteur.

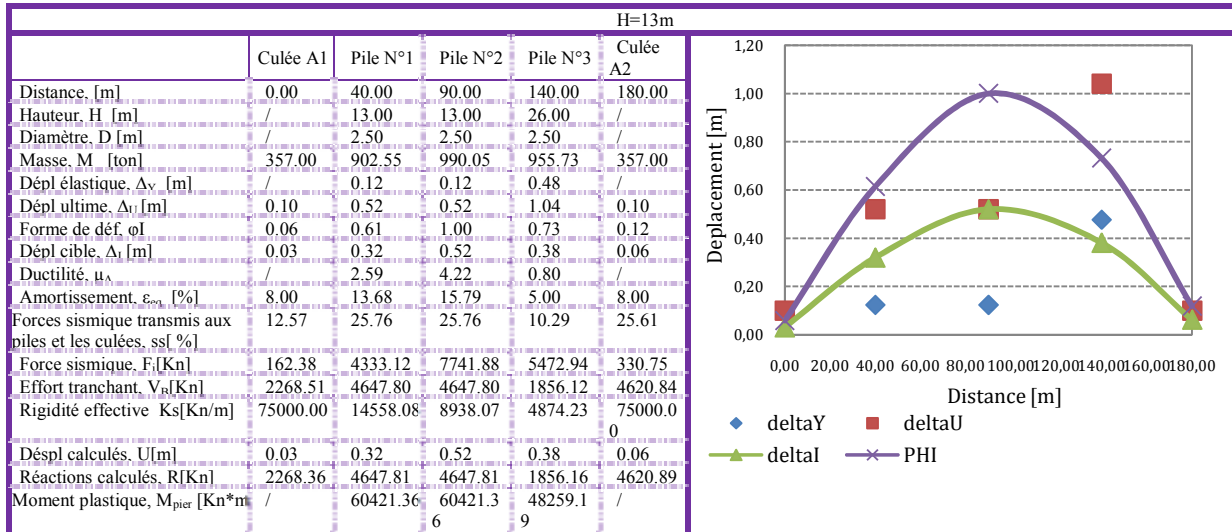
**Tableau 3.** Les caractéristiques du pont d'un système à un degré de liberté pour la série 16.

| H [m] | Forces aux Culées $ss_A$ [%] | $\Delta_{sys}$ [m] | $M_{eff}$ [ton] | $T_{eff}$ [s] | $K_{eff}$ [Kn/m] | $V_B$ [Kn] | $\varepsilon_{sys}$ [%] |
|-------|------------------------------|--------------------|-----------------|---------------|------------------|------------|-------------------------|
| 8     | 18.96                        | 0.26               | 2712.60         | 1.12          | 84727.69         | 22335.19   | 12.86                   |
| 10.5  | 27.03                        | 0.34               | 2822.19         | 1.36          | 60440.81         | 20411.41   | 11.18                   |



**A.L.D.S.P.C.S.T**

|      |       |      |         |      |          |          |       |
|------|-------|------|---------|------|----------|----------|-------|
| 13   | 38.19 | 0.42 | 2878.76 | 1.62 | 43290.18 | 18041.07 | 10.10 |
| 15.5 | 50.12 | 0.50 | 2924.62 | 1.87 | 32950.34 | 16343.64 | 8.96  |



**Figure 11.** Résultats du pont (H=13m) de la série 10

**8. CONCLUSION :**

Les résultats montrent il ya quelques problèmes liés au champ de déplacement pour des configurations de pont très rigides, comme ceux avec des piles centrales très courtes et des piles extérieures élancées (ponts sensibles à la torsion); en général dans ces types des ponts la forme du premier mode élastique et inélastique sont sensiblement différents, et la forme parabolique ne reflète pas nécessairement le déplacement maximal à chaque élément. Pour réviser ce problème, certaines redistributions de force peuvent effectivement améliorer les performances du pont. De toute façon, il est important de réaliser un système de structure relativement simple. La réponse des ponts irréguliers est complexe et nécessite une profonde compréhension de tous les phénomènes afin d'obtenir une performance acceptable.

**9. REFERENCE:**

- [1] Caltrans [2001] Caltrans Seismic Design Criteria. Verison 1.2, California Department of Transportation, Sacramento, California, CA, December 2001.
- [2] Eurocode8 [2004] Design of Structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Comité Europeen de Normalization, Brussels, Belgium.
- [3] Priestley, M.J.N. [1993] “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality,” Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26., No. 3, Sept 1993, pp. 328-341.
- [4] Règlement Parasismique Des Ouvrages D’art « R.P.O.A » : Projet de règlement parasismique d’ouvrage d’arts version 2010.
- [5] Shibata, A., Sozen, M. [1976] “Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete.” Journal Structural Engineering; ASCE; Vol. 102, No. 12, pp. 3548-3566.

## **2. Comportement des sols**

## ÉTUDE AU TRIAXIAL AVEC MICROTOMOGRAPHIE DE L'INFLUENCE DU MODE DE DÉPÔT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ D'UN SABLE LÂCHE

ABDELLAH KRIM<sup>1</sup>, AHMED ARAB<sup>2</sup>, MOSTEFA BELKHATIR<sup>2</sup> & NOURREDINE DELLA<sup>2</sup>

<sup>1</sup> UNIVERSITÉ IBN KHALDOUNDE TIARET, B.P. 78, ROUTE DE FRENDA, TIARET, ALGÉRIE

*Abdellah\_krim@yahoo.fr*

<sup>2</sup> LABORATOIRE DES SCIENCES DES MATÉRIAUX ET ENVIRONNEMENT, DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL, UNIVERSITÉ HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF, ALGÉRIE

*ah\_arab@yahoo.fr, abelkhatir@yahoo.com, nour\_della@yahoo.fr*

### Thème N°03: Comportement des Structures et des Sols

#### Résumé

L'étude présentée met à profit les possibilités nouvelles offertes par la micro - tomographie à rayons X pour revisiter la question des relations entre la structure détaillée des dépôts granulaires et leur potentiel de liquéfaction sous chargement. Dans cet communication, on présente les résultats d'essais triaxiaux axisymétriques en compression non drainés réalisés sur un sable d'oued (Rass, Chlef, Algérie) à une densité de 24% sous une pression de confinement de 100kPa, en utilisant deux modes de dépôt différents: le damage humide et le dépôt sec à hauteur de chute nulle. Les résultats de ces essais confirment le fait connu qu'à même indice des vides, les échantillons préparés par damage humide sont très contractants, particulièrement instables et aptes à se liquéfier tandis que les échantillons préparés par dépôt sec sont dilatants et plus stables. Une analyse comparative non destructive et non invasive des dépôts par micro - tomographie à rayons X, menée à l'échelle granulaire, a permis de caractériser plus précisément la différence de structures obtenues pour les deux modes de dépôt.

**Mots - Clés:** Triaxial, sable, damage, comportement, liquéfaction, micro - tomographie.

#### 1. INTRODUCTION

La liquéfaction est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et lâche. Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle, qui provoque une diminution des contraintes effectives et par conséquent, une perte de résistance au cisaillement. L'influence sur ce phénomène de paramètres tels que la densité (ou l'indice des vides), le niveau de contrainte isotrope ou anisotrope, le pourcentage des fines, le mode de préparation a déjà pu être clairement établie par plusieurs chercheurs (Castro, [8]; Seed, [15]; Sladen et al. [16]; Canou, [5]; Canou et al. [6]). Diverses méthodes de fabrication des échantillons ont été proposées afin de décrire le comportement des sables lâches en conditions non drainées. Certains travaux présentés dans la littérature ont montré que la méthode de préparation des éprouvettes peut avoir un effet significatif sur la réponse non drainée des sables particulièrement vis - à - vis des problèmes de liquéfaction (Wood et al. [21]; Zlatović et Ishihara, [23]; Vaid et al. [19]; Canou et al. [7]; Benahmed et al. [4]; Yamamuro et al. [22]; Wanatowski et al. [20]; Della et al. [9]). Terzaghi, [17] parle de structure métastable nécessaire au développement de la liquéfaction d'un massif de sol. Ben et Jeffèries, [1], mettent en évidence des comportements différents au cisaillement drainé selon que l'on utilise la pluviation ou le damage humide pour la reconstitution d'éprouvettes.

Dans la première partie de cette étude, on présente les résultats de deux essais triaxiaux en compression non drainée effectués sur un sable d'oued (Rass, Chlef, Algérie). Les échantillons ont été préparés à même indice des vides, mais selon deux modes de dépôt différents à savoir un dépôt sec et un dépôt par damage humide. Le comportement des deux échantillons est comparé.

Dans la deuxième partie de l'étude, on tente de remonter aux sources de la différence de comportement entre ces deux modes de dépôt, par une observation à l'échelle microscopique. Le projet consiste à imager par microtomographie à rayons X des échantillons préparés par l'une et l'autre méthode utilisées ci - dessus, au même indice des vides, et à tenter de caractériser qualitativement et quantitativement les différences de structure: homogénéité de la distribution des vides dans l'épaisseur et distribution de taille des pores.

## 2. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

La presse triaxiale utilisée est une presse Wykeham Farrance, de capacité 50kN, à commandes électromagnétiques (figure 1). La vitesse peut être choisie entre 0.0001 et 5.9999mm/min. La cellule utilisée est une cellule pour un échantillon de diamètre 100mm et de hauteur 100mm, permettant d'appliquer une pression de confinement, une pression en tête et en base de l'échantillon. La cellule est positionnée par l'intermédiaire d'une bague de centrage sur le plateau de la presse. Dans le même but de centrer l'effort de compression, le contact du haut du piston avec le haut de la presse est réalisé avec une bille. Le fluide de confinement est de l'eau, et la pression est appliquée par de l'air comprimé. La pression interstitielle, quant à elle, est appliquée par un dispositif de deux pots de mercure. L'échantillon se trouve isolé du fluide de confinement par une membrane en latex de 0.4mm d'épaisseur. Chacune des faces de l'échantillon est munie d'une embase en métal antifrettée contenant en son centre une pierre poreuse en bronze permettant le drainage de l'échantillon. L'acquisition et le traitement des données sont entièrement automatique: les différents capteurs convertissent les grandeurs physiques (force, déplacement, pression interstitielle, et variation de volume) en tensions continues qui sont envoyés vers un multiplexeur qui, à son tour, transmet les informations de façon séquentielle à un micro-ordinateur. Un logiciel d'acquisition traite les informations en calculant les contraintes et les déformations.

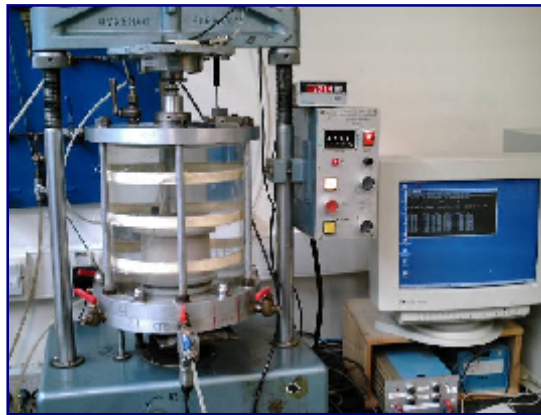


Figure 1. Vue d'ensemble du triaxial classique.

### 2.3. Sol utilisé

Les essais ont été réalisés sur un sable d'oued (Rass, Chlef, Algérie) contenant 0,8% de limon non plastique. La courbe granulométrique de ce sable est représentée sur la figure 2. Les caractéristiques physiques sont représentées sur le tableau 1. Les échantillons ont été fabriqués pour une densité relative initiale de 24%.

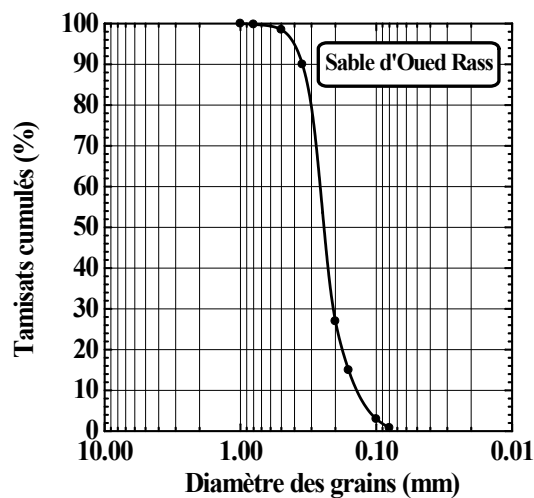


Figure 2. Courbe granulométrique du sable testé

**Table 1.** Caractéristiques physiques du sable testé

| D <sub>10</sub> (mm) | D <sub>50</sub> (mm) | C <sub>u</sub> | e <sub>min</sub> | e <sub>max</sub> | ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) | ρ <sub>dmin</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) | ρ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------------------|----------------------|----------------|------------------|------------------|-------------------------------------|--|--|
| 0.18                 | 0.25                 | 1.56           | 0.565            | 0.92             | 2.66                                | 1.37                                   | 1.68                                   |

#### 2.4. Fabrication et mise en place

Les échantillons ont été préparés par damage humide d'une part, et par dépôt sec à hauteur de chute nulle d'autre part, pour obtenir des éprouvettes de 100mm de diamètre et 100mm de hauteur donnant un élanement H/D = 1. Une membrane en latex de 0.4mm est introduite au préalable dans le moule de fabrication. Un vide de 10kPa est appliqué entre le moule et la membrane pour plaquer cette dernière contre le moule. Le damage humide consiste en la procédure suivante: le sable est humidifié avec une teneur en eau d'environ 2% avant sa mise en place, en le malaxant avec de l'eau désaérée (Castro [8]; Canou [6]; Djedid [11]; Benahmed et al [3]; Konrad [12]; Kramer et al [13]). Ce sable humide est déposé délicatement en cinq couches de 2cm environ à l'aide d'une petite cuillère en commençant par le pourtour, et en prenant soin d'éviter la formation des cavités. On nivelle la surface de chaque couche avant le compactage, ce qu'on effectue à l'aide d'une petite dame de faible poids (50g). Cette technique d'humidification permet de créer une cohésion capillaire entre les grains de sable. Quand à la technique du dépôt sec, celle - ci consiste à remplir le moule à l'aide d'un entonnoir à hauteur de chute nulle et sans damage. Il faut rappeler que les deux méthodes de dépôt permettent d'obtenir des structures lâches, ce qui permet d'effectuer des comparaisons entre les deux modes de dépôt, à même densité (indice des vides) et à même contrainte de consolidation. La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée (le volume initial de l'échantillon est connu), l'état de densité de l'échantillon étant défini par la densité relative:

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (1)$$

où e<sub>min</sub> et e<sub>max</sub> correspondent respectivement à l'indice des vides le moins et le plus compact.

#### 2.5. Saturation

La saturation de ces deux échantillons est effectuée en deux étapes. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique. Le principe de cette technique consiste à faire circuler du gaz carbonique dans l'échantillon sous une faible pression de 15kPa durant 10 à 15minutes (Canou [6]; Djedid [11]; Benahmed et al [4]). Cette opération vise à chasser l'air contenu dans les vides et à le remplacer par du CO<sub>2</sub>, ce dernier étant très soluble dans l'eau. Ensuite, on fait circuler de l'eau désaérée pour chasser le gaz pendant environ 30minutes. Cette circulation est effectuée sous des pressions de cellule et interstitielles croissantes (à différence constante de 100kPa) de manière à améliorer la saturation par dissolution des bulles de gaz restantes. On est ainsi monté jusqu'à une contre pression d'environ 470kPa à l'intérieur de l'éprouvette. La saturation est contrôlée en appliquant, à drainage fermé, un incrément de pression de cellule et en mesurant la variation de pression interstitielle résultante: le rapport des deux incréments définit le coefficient B de Skempton, qui doit être aussi près que possible de 1 pour garantir la saturation. Dans tous nos essais le coefficient de Skempton est supérieur à 0.98.

### 3. ANALYSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS

Afin de mettre en évidence l'influence du mode de dépôt sur le comportement non drainé des sables lâches, nous présentons ici deux essais triaxiaux axisymétriques non drainés réalisés sur le sable d'Oued Rass à une densité de 24% correspondant à un indice des vides de 0.836 sous une pression de confinement de 100kPa. La figure 3 présente une comparaison entre les résultats de deux essais triaxiaux réalisés sur des échantillons préparés par les deux méthodes précédentes. L'examen des courbes de cisaillement de la figure 3a montre que l'échantillon fabriqué par damage humide manifeste un comportement liquéfiant un pic atteint très vite suivi d'une phase de radoucissement et un état ultime à résistance stabilisé très faible. Concernant l'échantillon fabriqué par dépôt sec on constate que cette courbe est caractérisée par un léger pic du déviateur de contraintes, puis une augmentation rapide jusqu'à la rupture traduisant ainsi un comportement contractant - dilatant et stable. Sur la figure 3b on observe pour l'échantillon fabriqué par damage humide une croissance monotone de la pression interstitielle, traduisant un comportement contractant. La surpression commence à se stabiliser à une déformation axiale supérieure à 8%. Cette stabilisation est associée à la stabilisation du déviateur des contraintes dans le plan (q, ε<sub>a</sub>) et par conséquent à l'apparition de l'état de plasticité parfaite. Par contre pour l'échantillon fabriqué par dépôt

sec, on observe une augmentation très rapide de la pression interstitielle au début de l'essai suivie d'une diminution continue jusqu'à la rupture, ce qui traduit un comportement contractant - dilatant. Les courbes dans le plan  $q - p'$ , figure 3c, montrent que dans le cas damé humide on suit un chemin de retour vers l'origine des axes, typique de la liquéfaction, alors que dans le dépôt sec, une forme typique du matériau d'abord contractant puis dilatant après franchissement du seuil caractéristique. Les conditions initiales étant pratiquement identiques en terme d'indice des vides et de contrainte effective, ces différences de comportement résultent nécessairement de différence dans la structure de l'arrangement granulaire, résultant des modes de dépôt différents utilisés.

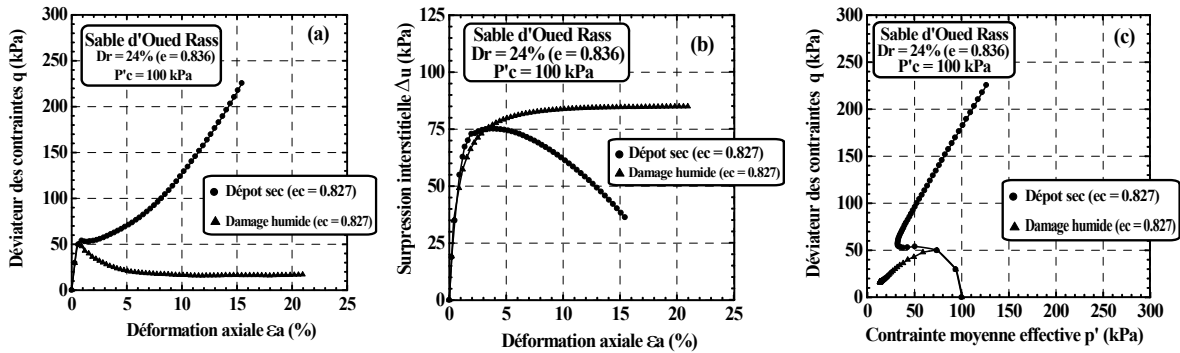


Figure 3. Influence du mode de dépôt sur la liquéfaction statique du sable lâche d'Oued Rass:  
(a) courbe  $q - \varepsilon_a$ ; (b) courbe  $\Delta u - \varepsilon_a$ ; (c) courbe  $q - p'$

#### 4. UTILISATION DE LA TOMOGRAPHIE À RAYONS X POUR L'INTERPRÉTATION DES DIFFÉRENCES DE COMPORTEMENT OBSERVÉS

Afin de mettre en évidence la raison de la différence de comportement entre les deux modes de dépôt à savoir le dépôt sec et le damage humide, nous avons utilisé une technique d'imagerie non destructive et non invasive, la tomographie à rayons X (RX). Par comparaison avec les images obtenues au MEB par Benahmed et al. [4] dans une problématique similaire, la tomographie permet d'aller examiner n'importe quelle zone au cœur de l'échantillon a posteriori et d'autre part elle offre une approche plus quantitative (il est possible de calculer des moyennes et des distributions de quantités sur un volume délimité). C'est donc un outil d'investigation plus puissant. La tomographie RX est une méthode déjà utilisée pour les sables et les roches par plusieurs auteurs (Desrues et al., [9]; Thomson et al., [18]; Lenoir [14]). La microtomographie à rayons X permet de reconstituer la composition et la structure interne d'un objet en trois dimensions à partir d'une série d'images radiographiques 2D de l'échantillon, appelées projections, prises sous des angles différents. A partir de ces projections, on peut reconstruire par le calcul une carte tridimensionnelle de l'atténuation locale des rayons X due à leur parcours à travers l'échantillon étudié. Il est possible à partir de ces volumes de visualiser en 3D la microstructure et d'accéder simultanément à des coupes longitudinales et transversales. A énergie du faisceau et à la composition chimique du constituant données, l'atténuation des rayons X est principalement proportionnelle à la densité massique du matériau de l'échantillon. Ainsi, si la composition chimique de l'objet est uniforme, la mesure est proportionnelle à la densité massique locale de l'objet suivant la loi de Beer - Lambert (Barruchel et al., [1]). Les expériences présentées ici ont été menées au laboratoire 3SR à Grenoble. C'est un appareil de microtomographie à rayons X multi - échelle de laboratoire, à faisceau conique. La résolution spatiale varie de 8 à 130microns suivant le grossissement choisi. Cet appareil a aussi les spécificités suivantes, illustrées par la figure 4:

- Source à rayons X: puissance maximum 75W, tension d'accélération maximum 150kV, taille du spot de 5 à 50microns;
- Imageur 25 par 20centimètres, avec 1900 par 1500pixels;
- Plateau de rotation motorisé à dégagement central, d'une capacité de 80kg. On fixe l'échantillon à analyser sur cette platine.

La source et l'imageur sont motorisés et synchronisés de façon à aligner la source, l'échantillon et le détecteur.

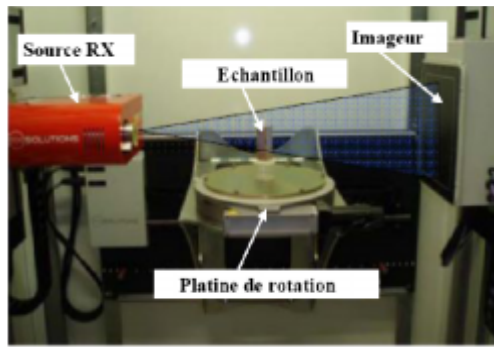


Figure 4. Vue du tomographe multi - échelle du laboratoire 3SR

Pour tous nos scans, nous avons utilisé une tension d'accélération des électrons de 70kV, une intensité est de  $130\mu\text{A}$ . 1200 projections ont été enregistrées sur  $360^\circ$ . La résolution à obtenir est choisie en fonction de la taille des hétérogénéités. Elle est liée au choix de la taille de spot, du nombre de pixels du détecteur et de la distance source - échantillon. Pour permettre une étude fine de la structure, des échantillons de taille plus réduite que ceux utilisés pour les essais triaxiaux ont été préparés, en respectant d'aussi près que possible les mêmes modes de préparation. Cette partie du projet a consisté à scanner des échantillons de sable de 17mm de diamètre et 34mm de hauteur fabriqués par les deux méthodes à même indice de vide de 0.836 et de densité relative de 0.24. Les structures internes des deux échantillons ont été reconstituées avec une résolution spatiale de  $22.2\mu\text{m}$  pour le dépôt sec et  $22.62\mu\text{m}$  pour le damage humide. La figure 5 montre une coupe reconstruite pour chaque échantillon ainsi qu'un zoom sur la partie centrale de l'échantillon. Ces images montrent que les différences résident principalement dans la définition des contours des grains mais n'affectent pas leurs morphologies. Une analyse dans la hauteur de l'échantillon à partir des figures 6 et 7 est faite pour effectuer une comparaison entre les deux comportements observés pour les deux modes de dépôt.

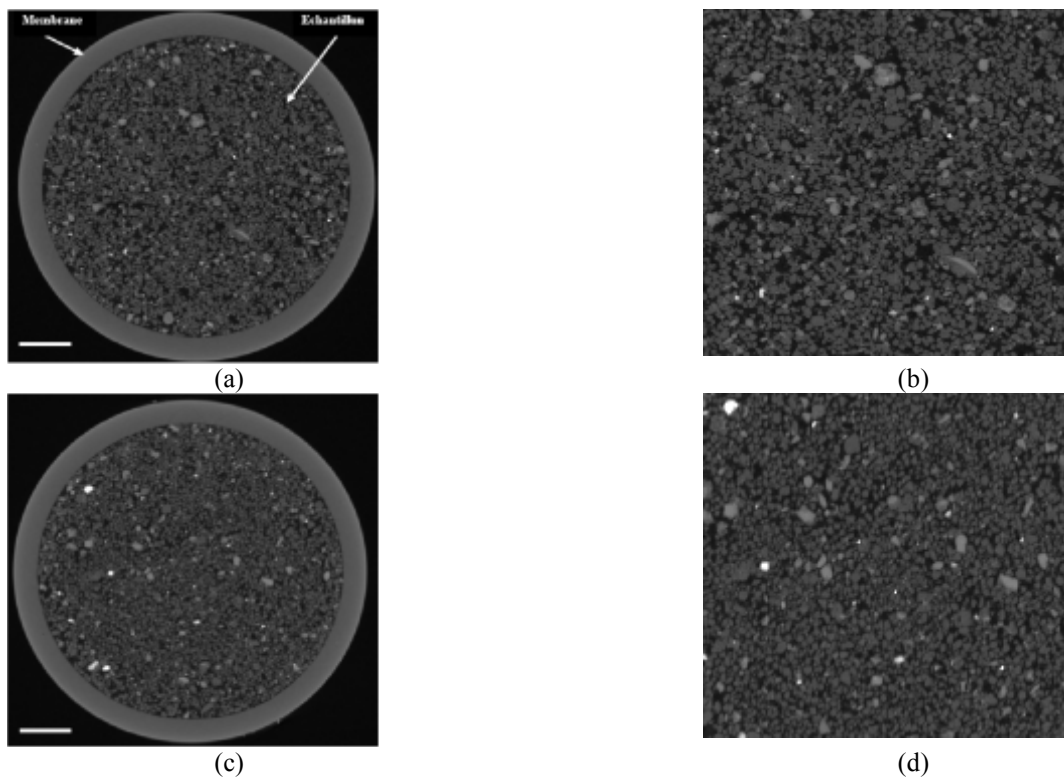
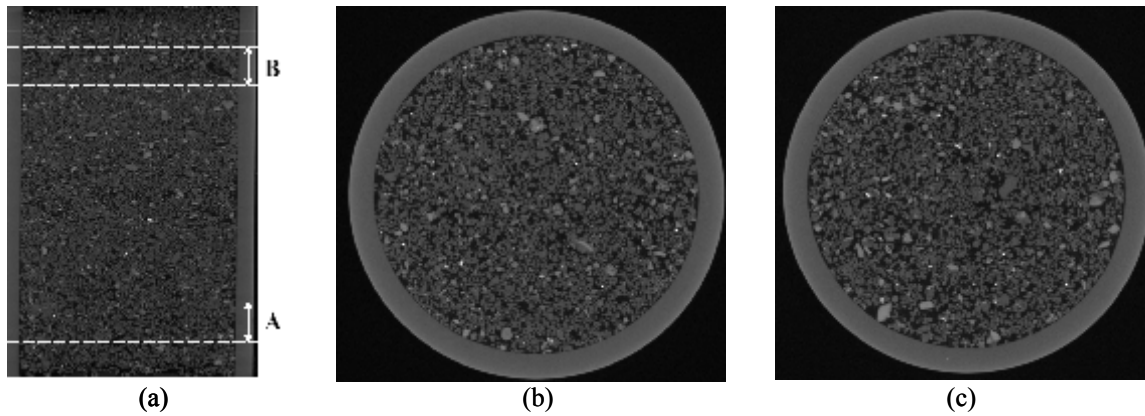
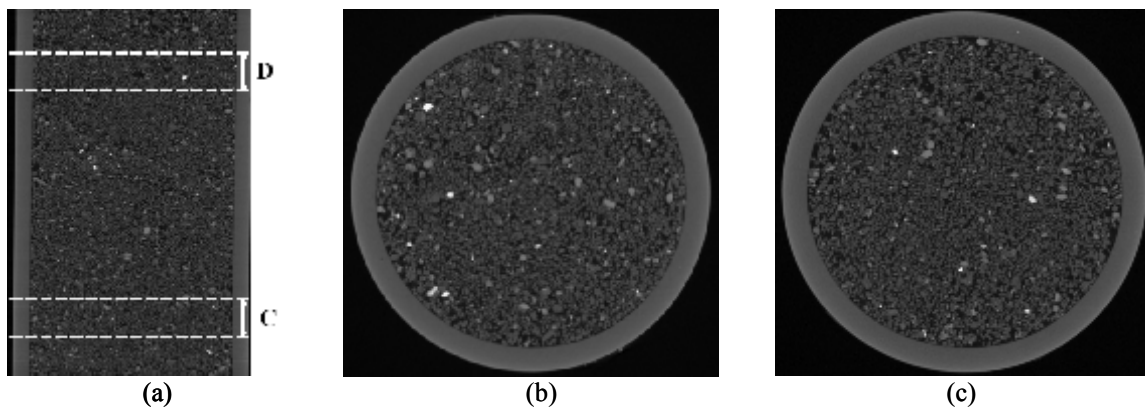


Figure 5. Coupes tomographiques horizontales 2D d'un échantillon de sable d'Oued Rass (à gauche) avec une vue de détaillée (à droite). (a et b) damage humide; (c et d): dépôt sec. Echelle a et c: 3.4mm  
Les figures zoomées représentent 6.8mm x 6.8mm



**Figure 6.** Echantillon de sable d'Oued Rass en damage humide (a) coupe longitudinale, (b) et (c) coupes transversales extraites de la reconstruction volumique dans les zones « A » (gauche) et « B » (droite)  
Diamètre des échantillons: 17mm



**Figure 7.** Echantillon de sable d'Oued Rass en damage sec (a) coupe longitudinale, (b) et (c) coupes transversales extraites de la reconstruction volumique dans les zones « C » (gauche) et « D » (droite)  
Diamètre des échantillons: 17mm

L'analyse visuelle de ces deux figures montre que les échantillons déposés par damage humide sont très hétérogènes et recèlent des zones extrêmement lâches, avec de gros pores. Ces zones lâches semblent être localisées à l'interface entre deux couches de dépôt. On n'observe pas ce phénomène dans le cas du dépôt sec. Afin de valider cette analyse qualitative par des mesures quantitatives, l'étape de traitement des images est nécessaire. Elle consiste dans notre cas à binariser les images volumiques obtenues c'est - à - dire à séparer la phase solide de la phase poreuse. Pour cela, la procédure suivante a été mise en place avec le logiciel ImageJ©. Image J est un logiciel libre de traitement d'images écrit en Java par le National Institute of Health (NIH). Nos images « brutes » sont des images 16bits au format.tif. Les images 16 bits ont des tailles trop importantes (en terme de taille de fichier). Il est donc nécessaire pour pouvoir les manipuler de réduire leur taille en les convertissant en images 8bits (i.e. images en 256niveaux de gris). Pour cela, nous effectuons un recadrage linéaire en choisissant les bornes de celui - ci à partir de l'histogramme des niveaux de gris des volumes. Ensuite, nous définissons le seuil de la binarisation qui permet de séparer la phase solide de la phase poreuse. Le seuil choisi a été validé par la suite par comparaison avec l'indice des vides obtenu sur les données tomographiques. Ce point sera éclairci précisé ultérieurement. Afin de traiter les 1650coupes dans la hauteur de chaque échantillon, il est possible de créer des macro - commandes d'Image J, un langage de script permet d'automatiser une succession d'actions. Une fonction « Record » d'enregistrement des actions menées dans Image J simplifie la tâche et permet d'écrire simplement la macro de segmentation, dans notre cas. La figure 8 illustre les résultats



obtenus: la figure de gauche représente une image en niveau de gris et celle de droite une image segmentée où sont représentés en noir les pores et en blanc les grains de sable.

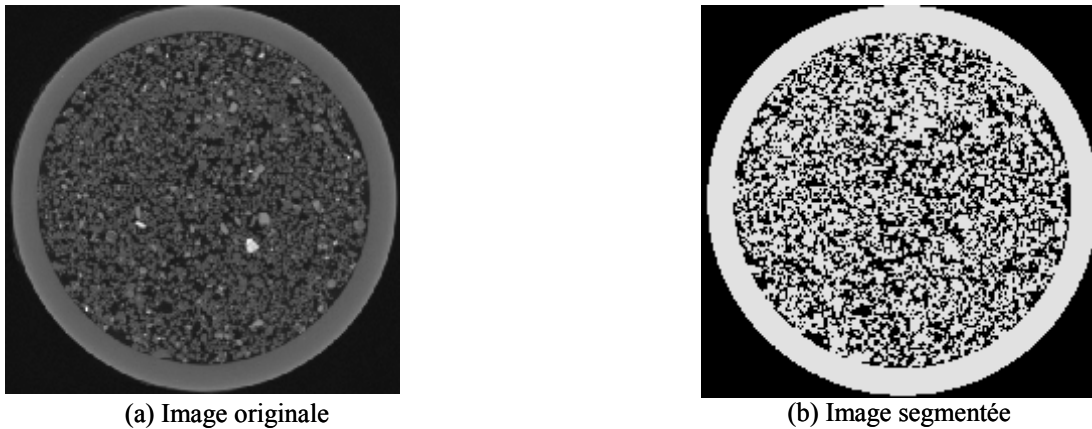


Figure 8. Exemple de segmentation sur le sable humide de d'Oued Rass  
Diamètre des échantillons: 17mm

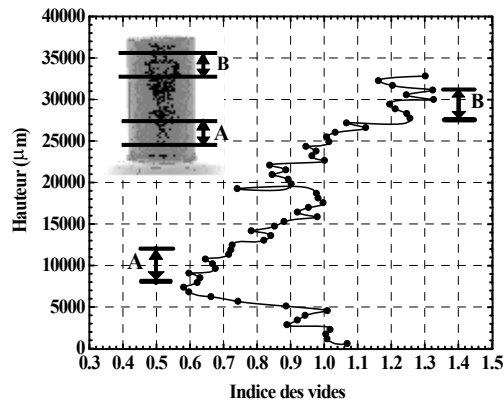
#### 4.1. Evaluation de l'indice des vides

A partir des images binarisées, on peut facilement évaluer l'indice des vides. Défini comme le rapport du volume des vides sur le volume de solide, il s'obtient à partir des données numériques binarisées en faisant le rapport entre le nombre de pixels noirs appartenant à la phase poreuse sur le nombre de pixels blancs appartenant à la phase solide. L'indice des vides est déterminé en écrivant la relation suivante:

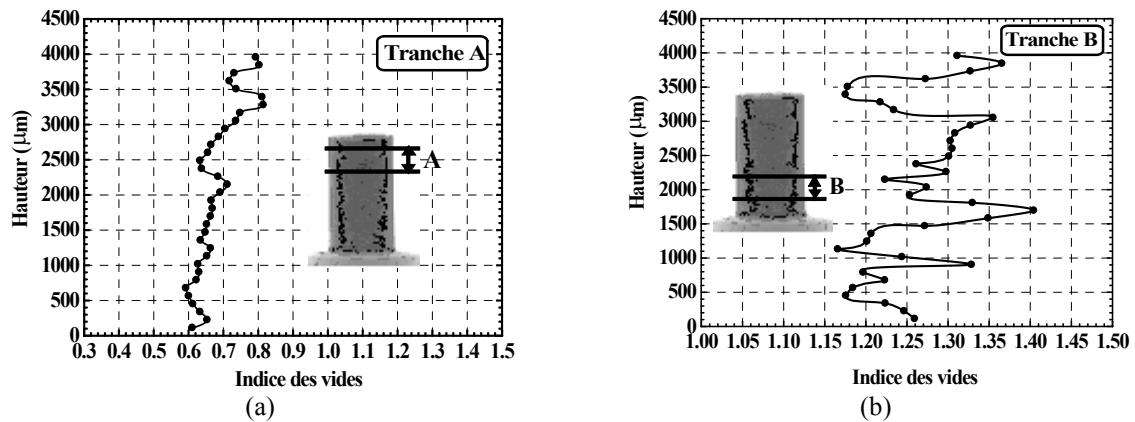
$$e = N_{noir} / N_{blanc} \quad (2)$$

où:  $N_{noir}$  et  $N_{blanc}$  sont respectivement le nombre de pixels noirs et blancs que contient une image.

On peut également évaluer le profil d'indice des vides dans la hauteur de l'échantillon. La figure 9 et 11 montrent le profil d'indice des vides vertical global le long des échantillons fabriqués respectivement par damage humide et par dépôt sec. Les indices des vides ont été calculés dans la hauteur pour des volumes de  $(12000 \times 7590 \times 50\mu\text{m}^3)$  pour le damage humide et de  $(11780 \times 7450 \times 50\mu\text{m}^3)$  pour le damage sec. On distingue des zones (tranches de type « B » sur la figure 6a) étroites à fort indice des vides, alternant avec des zones moins lâches (tranches de type « A ») (voir détail en figure 6b et 6c). Ces gros pores sont très probablement responsables de l'initiation de la liquéfaction, parce que leur grande capacité de contraction génère de fortes surpressions interstitielles. La figure 7 montre le détail d'une telle zone lâche (tranche « B ») sur l'image en encart (voir détail en figure 7c). Il apparaît qu'elle correspond à l'interface entre chaque couche déposée par damage humide.

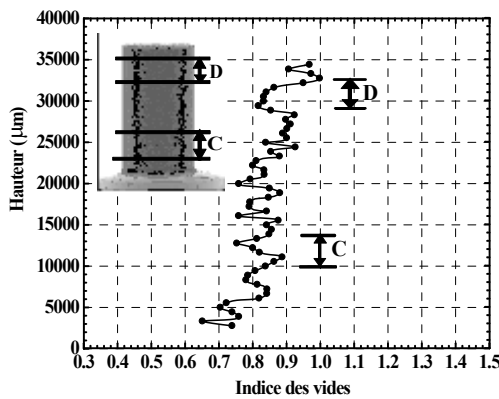


**Figure 9.** Profil d'indice des vides dans l'épaisseur de l'échantillon déposé par damage humide

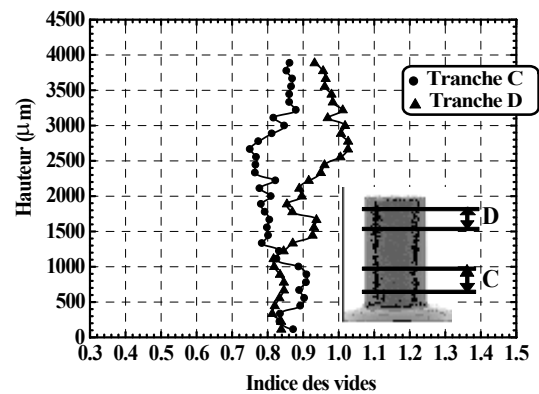


**Figure 10.** Profil d'indice des vides sur l'échantillon déposé par damage humide: (a) :tranche « A », (b):tranche « B »

De la même manière que pour le damage humide, nous avons représenté sur la figure 11, le profil vertical d'indice des vides le long de l'échantillon fabriqué par dépôt sec. Un détail de deux tranches C et D le long de cet échantillon est représenté sur la figure 12. On note sur la figure 11 un gradient de l'indice des vides moyen le long de l'axe de l'échantillon. La tendance observée peut être due à une densification progressive des couches de l'échantillon sous l'effet de l'ajout de nouvelles couches par dessus les précédentes. Rappelons que ces dépôts sont très lâches, donc éminemment compressibles. Ces profils de densité montrent que l'échantillon fabriqué par dépôt sec est nettement moins hétérogène que l'échantillon préparé par damage humide, et qu'il ne comporte pas les macro - pores visibles dans le dernier.



**Figure 11.** Profil d'indice des vides global sur l'échantillon déposé par dépôt sec



**Figure 12.** Profil d'indice des vides sur l'échantillon déposé par dépôt sec (tranche « C » et « D »)

#### 4.2. Distribution des tailles de pores

Les données volumiques obtenues par la microtomographie permettent d'aller plus loin dans l'analyse de la structure. La figure 13a montre la distribution des tailles de pores dans l'échantillon fabriqué par damage humide, suivant le type de la tranche étudiée. Cette figure montre que la distribution des pores est sensiblement plus étalée dans les tranches de type B, plus irrégulière aussi, et comporte de 600 à 800microns une fraction significative de pores de taille supérieure au maximum de 600microns observés dans la tranche A, allant jusqu'au double de ce maximum. Ainsi les zones du type tranche B sont significativement plus faibles mécaniquement que le reste de l'échantillon. Lors d'un processus de déformation, elles seront les premières

intéressées par des mécanismes irréversibles et l'effondrement de ces gros pores va provoquer une mise en pression rapide du fluide interstitiel. La figure 13b montre la distribution des tailles de pores dans l'échantillon fabriqué par dépôt sec. Dans deux tranches de l'échantillon choisies au hasard: on ne note pas de différence significative, et on peut vérifier que ceci est représentatif de tout le volume. L'échantillon déposé à sec présente donc, pour le même indice des vides global, une structure plus homogène que l'autre mode de dépôt, lequel montre des macro - pores remarquables. Il est donc moins contractant globalement, puisqu'on peut penser que ce sont surtout ces macro - pores qui sont responsables de la contractance globale dans l'échantillon damé humide. En conséquence, il a moins, voire pas du tout, tendance à liquéfier sur chemin non drainé, au contraire du cas du damage humide. Nos résultats obtenus quantitativement par tomographie rejoignent donc et confirment l'interprétation proposée par Benahmed et al. [4] sur la base d'observations de pores et d'agrégats au MEB dans le cas du damage humide. Ici nous montrons, outre l'existence de telles structures, leur extension et leur répartition dans l'échantillon.

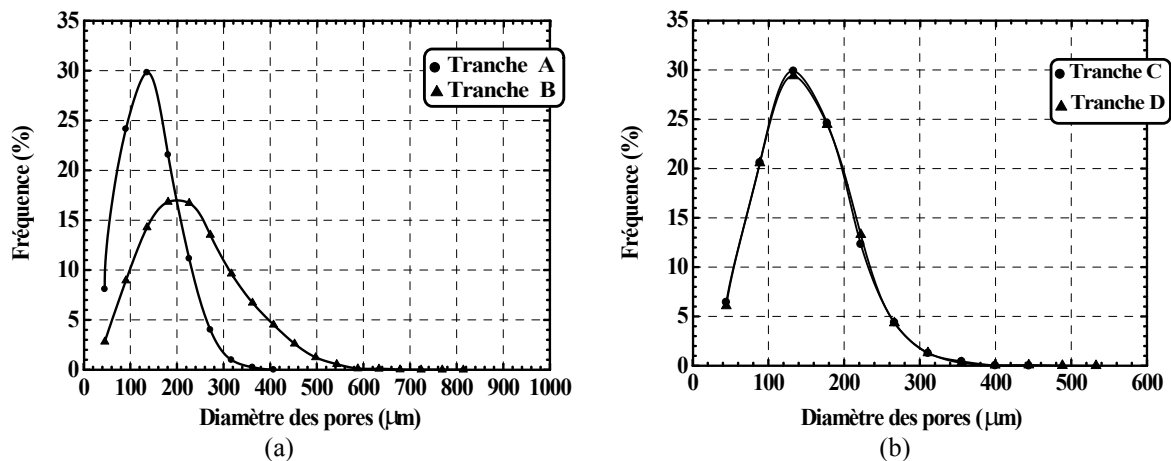


Figure 13. Histogramme de tailles de pores dans les deux tranches:  
(a): damage humide, (b): dépôt sec

## 5. CONCLUSION

L'analyse des résultats des deux essais triaxiaux en compression non drainée réalisées sur le sable d'Oued Rass a permis de mettre en évidence deux structures différentes résultant de deux modes de dépôt, une structure obtenue par damage humide très contractante, particulièrement instable et apte à se liquéfier tandis que la structure obtenue par dépôt sec est dilatante et plus stable. L'utilisation de la tomographie à rayons X a permis d'examiner en détail les différences entre ces structures, par comparaison entre deux séries de scans d'échantillons déposés suivant l'un et l'autre des deux modes. On a observé dans le cas du dépôt à sec une structure poreuse homogène avec un indice des vides pratiquement constant le long de l'échantillon; par contre dans le cas du damage humide, la structure poreuse obtenue est hétérogène et l'échantillon recèle des zones extrêmement lâches, avec des gros pores. Ces zones sont situées aux interfaces entre les couches déposées humides et compactées légèrement dans le protocole de damage humide. Il est très probable que ces zones plus lâches sont la cause et le lieu de la plus forte contractance des échantillons déposés par damage humide, et de ce fait la raison de la chute de contrainte effective intergranulaire en conditions non drainées sous l'effet de l'accroissement de la pression de pore induite par la contractance. C'est précisément ce qu'on appelle la liquéfaction des milieux granulaires.

## Bibliographie

- [1] Barruchel J., Buffière J.Y., Maire E., Merle P., Peix G., X - ray tomography in material science, Paris, Hermès, 2000.
- [2] Ben K., Jefferies M.G. (1985), A state parameter for sands, Geotech., Vol. 35, No. 2, 1985, pp. 99 - 112.
- [3] Benahmed, N., Canou J., Dupla J. C. (1999), Influence des conditions initiales et du type de chargement sur la stabilité du comportement non drainé d'un sable lâche, C.R 12th Europ. Conf. of Soil. Mechanics and Foundations Engineering, Amsterdam., Vol. 2. pp. 687-690.

- [4] Benahmed, N., Canou J., Dupla J.C. (2004), Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable, *Comptes rendus mécanique.*, Vol. 332. pp. 887-894.
- [5] Canou, J. (1989), Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- [6] Canou, J., El Hachem M., Kattan A. (1990), Propriétés de liquéfaction statique du sable lâche, 25<sup>ème</sup> Colloque du groupe français de rhéologie, Grenoble, France.
- [7] Canou, J., El Hachem M. (1992), Influence du mode de preparation sur le comportement mécanique non drainé d'un sable lâche, Colloque René Houpert, Nancy, France.
- [8] Castro, G. (1969), Liquefaction of sands. PhD thesis, Harvard University, Cambridge, USA.
- [9] Della, N., Arab A., Belkhatir M. and Missoum H. (2009), Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction, *Comptes Rendus Mécanique.*, Vol. 337, No. 5, pp. 282-290.
- [10] Desrues J., Chambon R., Mokni M., Mazerolle F. (1996), Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, *Geotech.*, No. 46, pp. 529 - 546.
- [11] Djedid, A. (1986), Etude du comportement non drainé d'un sable, Rapport de D.E.A, Institut de Mécanique de Grenoble, France.
- [12] Konrad, J.M. (1993), Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests, *Geotech.*, Vol. 43, No. 1, pp. 69-89.
- [13] Kramer, S.L., Seed H.B. (1988), Initiation of soil liquefaction under static loading conditions, *J. Geotech Eng.*, Vol. 114, No. 4, pp. 412-430.
- [14] Lenoir, N. (2006), Comportement mécanique et rupture dans les roches argileuses étudiées par tomographie à rayons X, Thèse de doctorat, Université J. Fourier, Grenoble, France.
- [15] Seed, H.B. (1983), The slide of the port of Nice, Special lecture. Offshore Technical Conference, Houston.
- [16] Sladen, J.A., Hollonder R.D., Krahn J. (1985), The liquefaction of sands, a collapse surface approach, *Can. Geotech. J.*, Vol. 22, No. 4, pp. 564-579.
- [17] Terzaghi, K. (1956), Varieties of submarine slope failures, *Proc.8th Texas Conf. on Soil Mech. and Found. Engin.*, Havard Soil Mech. Series, No. 52.
- [18] Thomson P.R., Wong R.C.K. (2008), Specimen nonuniformities in water-pluviation and moist - tamped sands under undrained triaxial compression and extension, *Can. Geotech. J.*, No. 45, pp. 939 - 956.
- [19] Vaid, Y.P., Sivathayalan S., Stedman D. (1999), Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand, *Geotech. Test. J.*, Vol. 22, No. 3, pp. 187-195.
- [20] Wanatowski, D., Chu J. (2008), Effect of specimen preparation method on the stress-strain behaviour of sand in plane - strain compression tests, *Geotech. Test. J.*, Vol. 31, No. 4, pp. 308-320.
- [21] Wood, F.M., Yamamuro J.A., Lade P.V. (2008), Effect of depositional method on the undrained response of silty sand, *Can. Geotech. J.*, Vol. 45, No.11, pp. 1525-1537.
- [22] Yamamuro, J.A., Wood F.M. (2004), Effect of depositionnal method on the undrained behaviour and microstructure of sand with silt, *Soils Dyn. and Earth. Eng.*, Vol. 24, No. 9, pp. 751-760.
- [23] Zlatovic, S., Ishihara K. (1997), Normalized behaviour of very loose non-plastic soils: effects of fabric, *Soils and Foundations.*, Vol. 37, No. 4, pp. 47-56.

## INFLUENCE DU PRECHARGEMENT MONOTONE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SABLE DE CHLEF

K. MERABET<sup>1</sup>, A. ARAB<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LABORATOIRE DES SCIENCES DES MATERIAUX ET ENVIRONNEMENT (LSME), UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF, ALGERIE  
KHEIRA\_MRABET@YAHOO.FR

### Thème N° 3 : Comportement des structures et des sols

#### Résumé

Cette présente communication est basée essentiellement sur des essais triaxiaux en condition non drainée relative à la préparation d'échantillons sableux prélevés de la berge d'Ech-Chélif. Le mode opératoire effectué sur des échantillons possédant respectivement des indices de densité  $I_d = 0.15$  (Sol lâche) et  $I_d = 0.80$  (Sol dense), réalisés à différents niveaux de pré chargements monotones. Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement augmente avec une augmentation significative du niveau de pré chargement observé à hauteur de 1.5% de déformation axiale ( $I_d = 0.15$ ) et à 2.5 % ( $I_d = 0.80$ ). Au delà des niveaux de déformation suscités, une diminution de la résistance est constatée.

**Mots –Clés :** Triaxial, contractance, dilatance, non drainés, pré-chargement, monotone.

#### 1. INTRODUCTION

Les sols in situ subissent au cours du temps plusieurs types de sollicitations aléatoires dues aux mouvements de l'écorce terrestre (séisme, tremblement de terre...), et de successions de charge -décharge causées par des phénomènes naturels (**érosion, sédimentation, pluie, neige, déneigement, changement du niveau de la nappe phréatique...**) ou par des activités humaines (excavation, enlèvement de surcharge...), ce qui leur confère divers caractères tels que lâches ou denses, isotropes ou anisotropes, normalement consolidés ou sur consolidés. De tels pré chargements ont certes une influence primordiale sur le comportement postérieur de ces sols.

Finn et al. (1970) [5] ont étudié l'influence de l'histoire de chargement sur la résistance à la liquéfaction des sables, ils ont montré que cette résistance augmente lorsque l'échantillon est soumis préalablement à des petits cycles de chargement suivi d'un drainage; par contre Ishihara et Okada (1978) [4] et Luong (1980) [6] ont montré qu'un pré chargement à grandes amplitudes peuvent conduire à une diminution de la résistance cyclique ;ont expliqué cette comportement par 'ligne de transformation de phase / état caractéristique '.

A.Arab (29 novembre 2008) [1] réalise des essais triaxiaux cycliques sur des échantillons du mélange sable de Chlef – limon ( $FC = 10\%$ ,  $Dr=0.65$ ), Les échantillons ont été d'abord soumis à un chargement monotone drainé jusqu'à une déformation axiale de 2,25% (phase de contractance), 4.5% (fin de la phase contractance) et 9% (phase de dilatance) montre que le pré chargement affecte l'évolution de la pression d'eau par conséquent la résistance à la liquéfaction qui dépend de l'amplitude du chargement. On note une très forte dépendance à l'amplitude du pré chargement c.à.d. la résistance à la liquéfaction augmente lorsqu'on applique un pré chargement dans la de contactance, mais elle décroît lorsqu'on applique un pré chargement dans la phase de dilatance. Puis Wichmann et al. (2005) [7] trouve qu'un échantillon sans pré cisaillement initial présente un faible potentiel de liquéfaction ; alors que les échantillons ayant subi des pré cisaillements de faible amplitude présentent un très grand potentiel de liquéfaction.

Bouferra et al. (2007) [3] a étudié l'influence du pré chargement sur le comportement cyclique d'Hostun. Il a trouvé que le pré chargement affecte d'une manière importante la résistance à la liquéfaction, cette dernière

diminue avec un pré chargement de grande amplitude aussi bien en compression qu'en extension. La réduction de la résistance induite par un pré chargement en compression est plus forte que celle induite par un pré chargement en extension.

Cet article a pour objectif l'étude en laboratoire de l'influence d'un pré chargement monotone sur le comportement non drainé d'un sol à l'appareil triaxial. Ces essais permettront de voir clairement l'influence d'un pré chargement sur la résistance non drainée.

## 2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### 1.2. Matériau utilisé

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable d'Oued Chlef. Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef. Ce sable est un sable alluvionnaire. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0,61\text{mm}$ . La figure 2-1 montre la courbe granulométrique du matériau utilisé, cette courbe a été obtenue par tamisage sur une série complète de tamis. Le tableau 2-1 donne les caractéristiques de ce sable à savoir: compacités maximale, et minimale, poids volumique des grains solides, etc....

### 2.2 Mode Opérateur :

Ces essais ont été réalisés en utilisant un appareil triaxial de marque GDS (Minidyn2Hz) de type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley, 1975) [2] est présenté sur la figure 2.2 avec des échantillons de diamètre et d'hauteur égale à 70 mm. Le confinement de la cellule est assuré par un contrôleur (pression/volume) GDS ; un autre GDS assure la contre pression dans l'échantillon. Un dispositif comprenant une pompe à vide, un réservoir d'eau déminéralisée et un manomètre de dépression ; un moule utilisé pour la fabrication de l'échantillon. L'échantillon est balayé tout d'abord par du gaz carbonique  $\text{CO}_2$  pendant 20 minutes ensuite on fait passer l'eau désaérée et déminéralisée à travers l'échantillon pour le saturer. Les échantillons sont consolidés isotropiquement pour atteindre la valeur de contrainte de confinement effective précédent le chargement. La contre pression utilisée pour nos essais est de 400 kPa, la contrainte de confinement est égale à 500 kPa. Le degré de saturation des échantillons est évalué en mesurant le coefficient de Skempton B après consolidation ( $B = \Delta\mu / \Delta\sigma$ ).

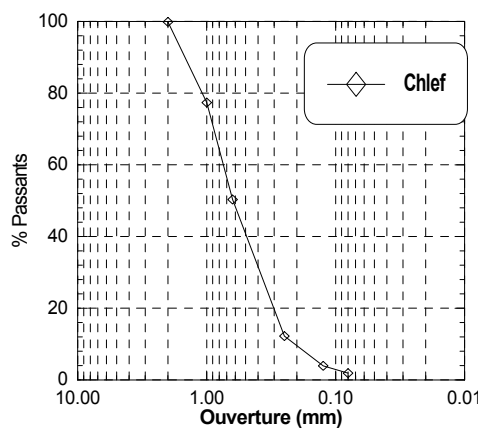


Figure 1: Courbe granulométrique du sable utilisé.

| Propriétés  | Masse spécifique<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | e <sub>max</sub> | e <sub>min</sub> | Cu   | d <sub>10</sub><br>(mm) |
|-------------|--|------------------|------------------|------|-------------------------|
| Sable Chlef | 2.67                                     | 0.857            | 0.535            | 3.38 | 0.225                   |

**Tableau 1:** Propriétés du sable utilisé.

### 3. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

Il comprend: Une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley, 1975); trois contrôleurs de pression ; volume de marque GDS (200 cc); une pompe à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée ; une centrale d'acquisition; un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des données.

#### 3.1. Moule De Fabrication Des Echantillons

Les échantillons sont fabriqués à d'un moule constitué être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Un conduit d'aspiration est relié à une pompe à vide afin de plaquer la manchette sur les parois latérales du moule.

#### 3.2. Déversement À Sec (DS)

Dans notre étude on a utilisé la méthode de déversement à sec, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur. Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute ne soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

#### 3.3. Préparation De L'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques d'élancement 1 ( $\Phi=70\text{mm}$  et  $H=70\text{mm}$ ). Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon, plusieurs chercheurs (Lee, 1978; Robinet et al, 1983; Tatsuoka et al, 1984; Colliat, 1986 ; Al Mahmoud, 1997) ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures. Ceci peut être obtenu avec de l'embase de surface lisse ou lubrifiée. Le système d'antifrottement utilisé dans cette étude est composé des éléments suivants: une surface lisse de téflon couvrant les embases; une couche de graisse de Silicone (KS63G) (environ 50 $\mu\text{m}$  d'épaisseur); un disque de latex de 0,2mm d'épaisseur sur chaque embase. Préparation de l'échantillon comporte les étapes suivantes: mise en place de la manchette en latex; mise en place du moule; remplissage du moule par le matériau; mise en place de l'embase supérieure; application d'un vide (-20KPa); mise en place de la cellule et l'application d'un confinement (+20KPa).

#### 3.4. Saturation De L'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car sa qualité conditionne la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1973). L'échantillon est balayé par du gaz carbonique pendant vingt minutes, ensuite on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée jusqu'à recueillir un volume d'eau supérieur à une fois et demi le volume de l'échantillon.

#### 3.5. Consolidation De L'échantillon

La phase de consolidation consiste à appliquer parallèlement une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les

micro-bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon).

La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B). Ce coefficient B mesuré est égal à  $\Delta\mu/\Delta\sigma$ . On donne un incrément  $\Delta\sigma$  de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle  $\Delta\mu$  dans par le GDS2 relié à l'échantillon.

## **4. PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS**

### **4.1. L'influence D'un Pré Chargement Monotone**

#### *4.1.1. Essais non drainés*

Une série d'essais triaxiaux monotone a été réalisée sur des échantillons du sable Chlef avec des densités relative initiale  $I_d = 0,15$  ;  $I_d=0.80$ . Les échantillons ont été d'abord soumis à un chargement monotone drainé jusqu'à une déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) de 0 à 3%. Les résultats de la phase de pré chargement sont illustrés dans la figure 4.1 ( $I_d=0.15$ ). Le pré chargement est terminé lorsque le déviateur  $q$  égale à zéro ( $q=0$  kPa). Les résultats montrent que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation du niveau de préchargement jusqu'à une déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) = 2% puis diminue. Les résultats des essais denses montrent que cette résistance augmente jusqu'à une déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) = 2.5% puis diminue.



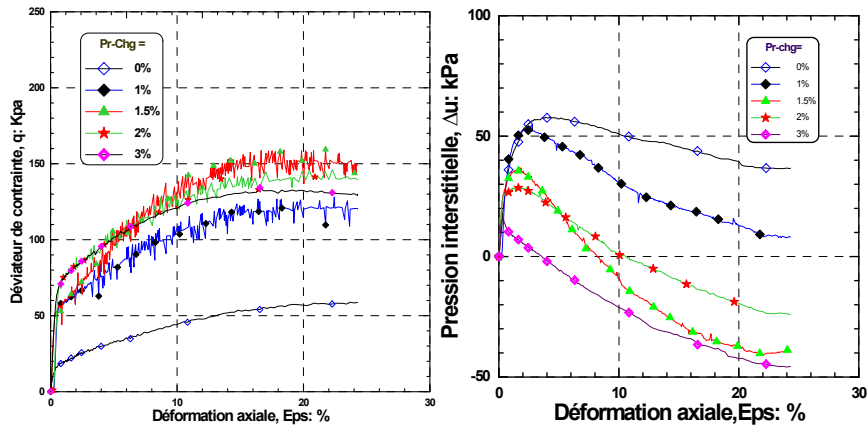


Figure 4.1. Influence du préchargement sur la résistance non drainée ( $I_d=0.15$ )

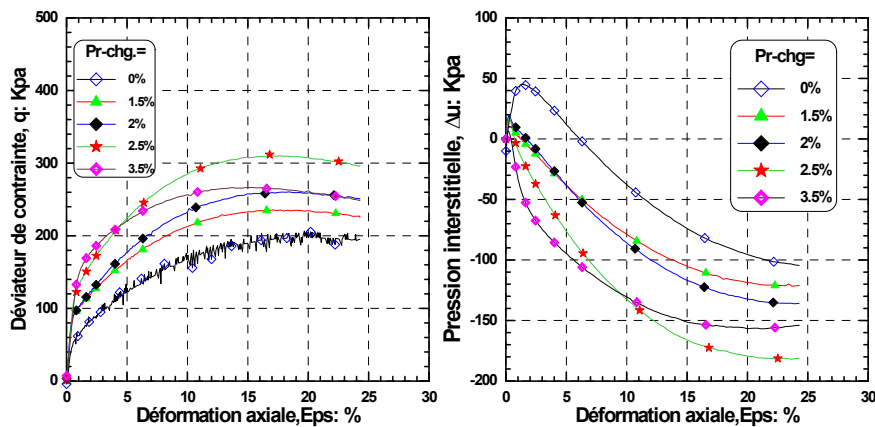


Figure 4.2: Influence du préchargement sur la résistance non drainée ( $I_d=0.80$ )

La figure 4.3 illustre l'influence du préchargement monotone sur le déviateur mobilisé à la fin du cisaillement. On remarque que le déviateur mobilisé augmente avec l'augmentation de la densité relative jusqu'à une valeur de  $q=150$  kPa pour un niveau de préchargement  $(\epsilon_1)=2\%$  ( $I_d=0.15$ ) et  $q=300$  kPa pour un niveau de préchargement  $(\epsilon_1)=2.5$  pour  $I_d=0.80$  (fig.4.3a). La pression interstitielle diminue d'une manière quasi linéaire avec l'augmentation du niveau de préchargement et, diminue avec l'augmentation de la densité relative initiale ( $I_d$ ) (fig.4.3b).

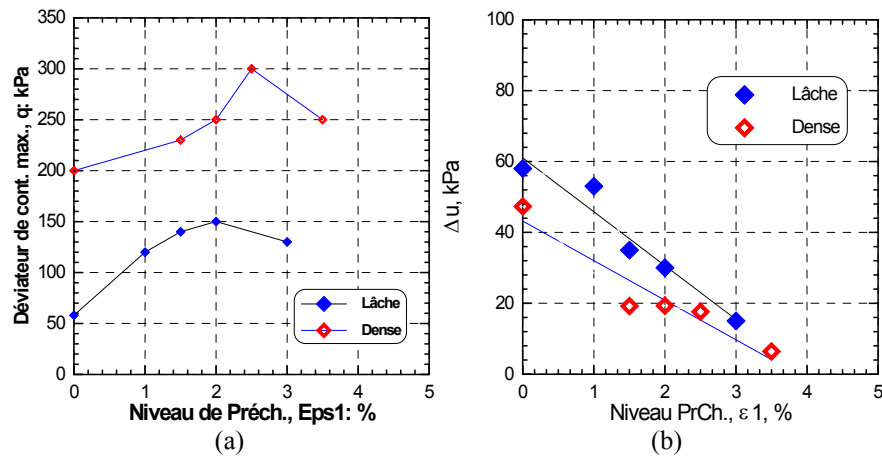


Figure 4.3: Influence du pré-chargement sur la résistance non drainée

- (a) - Sur le déviateur à la fin de cisaillement,
- (b) – Sur l'annulation du taux de variation de la pression interstitielle.

## 5. CONCLUSION

Cet article a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence d'un pré-chargement monotone sur le comportement d'un sable. L'étude a comporté des essais monotone non drainés réalisés à un indice de densité relative initiale  $I_d = 0.15, 0.80$  pour différents niveaux du pré-chargement monotone.

Les résultats trouvés montrent que le niveau de pré-chargement monotone jusqu'à 2% de déformation axiale à pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement au delà de ce seuil la résistance diminue pour les échantillons lâches; pour les échantillons denses la résistance augmente jusqu'à un niveau de déformation axial égal à 2.5%, ensuite la résistance diminue.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Arab A., (2008), « Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique »
- [2] Bishop A. W. & Wesley L.D. (1975): «*A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*», Geotechnique, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.
- [3] Bouferra R., & Shahrour I., (2007): « *Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand*», Ground Improvement 8, No 1, 1-5.
- [4] Ishihara K. & Okada S. (1978): « *Effects of stress history on cyclic behavior of sands*», Soils Found., 18(4), 31-45.
- [5] Finn W.D.L., Emery J.J. & Gupta Y.P. (1970): « *A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake*», proceedings, 3<sup>rd</sup> European Symposium on Earthquake Engineering., pp. 253-262.
- [6] Luong M.P. (1980) : « *Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents*», revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53.
- [7] Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis Th. & Pobleto M. (2005): «*Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance* », Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 25, pp. 923-932.

## LABORATORY STUDY OF THE LIQUEFACTION STRENGTH CHARACTERISTICS OF OVERCONSOLIDATED SAND SAMPLES FROM CHLEF REGION IN NORTHERN ALGERIA

NOUREDDINE DELLA<sup>1\*</sup>, MOSTEFA BELKHATIR<sup>1</sup>, AHMED ARAB<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LABORATOIRE DES SCIENCES DES MATERIAUX ET ENVIRONNEMENT (LSME), DEPARTEMENT DE  
GENIE CIVIL, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF, ALGERIE

noureddine.della@yahoo.fr, ah\_arab@yahoo.fr, abelkhatir@yahoo.com

\*Corresponding author: noureddine.della@yahoo.fr

### Thème N°03: Comportement des Structures et des Sols

#### Abstract

*This paper presents a laboratory study of the overconsolidation ratio (OCR) on the behavior of Chlef sand. The study is based on undrained triaxial compression tests which were carried out for overconsolidation ratio (OCR) varying between 1 and 8. Tests were conducted on medium dense sand samples having a initial relative density  $I_d = 0.5$  at an effective stress of 100 kPa. The paper is composed of two parts. The first one presents the characteristics of the sand used in this study, the second provides an analysis of the experimental results and discusses the influence of overconsolidation ratio (OCR) on the behavior of the sand. The tests show that the increase of overconsolidation ratio (OCR) improves the stiffness of sand and accelerates the appearance of dilatancy. Moreover, the present study focuses on the effect of overconsolidation on the residual shear strength of sand.*

**Keywords:** Sand, monotonic, drained, overconsolidation, residual strength.

#### 1. INTRODUCTION

The risk of liquefaction occupies an important place in the design of urban planning construction. Liquefaction occurs due to an increase in the excess pore water pressure and a corresponding decrease in the effective overburden stress in a soil deposit. The soil loses its strength and behaves like a liquid. This natural phenomenon was responsible for many damages throughout the world: earthquakes of Alaska and Niigata 1964, El Asnam (Algeria) 1980, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995 and recently Izmir 1999.

The experimental study of the behavior of the soils requires good skills of the parameters that influence on the liquefaction resistance. Among these parameters, we can enumerate the overconsolidation of the samples in the laboratory which was the topic of several former researches.

For the study of the microzonation and the urban expansion of the town of Chlef after the earthquake of October 1980, and due to the demographic explosion that the country knew; several sites were selected to shelter new constructions. These sites required adjustments and scourings of very significant volumes of ground; after removal of these ground masses, these grounds are overconsolidated. The preconsolidated soils (preloaded) are often found in nature, especially with the melting of ice, scouring of the grounds, phenomenon of erosion, fluctuation of the phreatic underground etc. Several researchers showed that the overconsolidation ratio has a significant effect on resistance to liquefaction of the soils (Ishihara and Taketsu [1], Seed et al. [2], Seed and Peacock [3]). The results obtained by Ishihara et al. [4] shown on soils having various contents of fine elements that the resistance to liquefaction increases with the report of overconsolidation. This effect is accentuated with the increase in the percentage of fine elements. By carrying out cyclic tests on the Hostun sand, Bouferra [5], found that with a coefficient of overconsolidation of 7, liquefaction is obtained at the end of 17 cycles; whereas with a normally consolidated sample, 6 cycles are needed to obtain liquefaction.

In this article, we present the results of a laboratory study in of the influence of the report of overconsolidation (OCR) varying between 1 and 8 on the behavior of granular sand. These tests make it possible to better understand the influence of the overconsolidation on the mechanical behavior of granular sand. The article is composed of two parts. In the first part, we present the material used; the second part gives an analysis of the

experimental results of the tests carried out and discusses the influence of the overconsolidation ratio (OCR) on the behavior of the sand of Chlef.

## 2. MATERIAL TESTED

The tests were carried out on the sand of Chlef (Algeria) containing 0.5% of silt of the Chlef river which crosses the town of Chlef (ex El asnam, ex Orleanville) to the west of Algiers. The granular grading curve of sand used is given in Fig. 2. The sand of Chlef is a medium sand, rounded with an average diameter  $D_{50} = 0.45\text{mm}$ . The silt contained is not very plastic with an index of plasticity of 6%. Table 1 gives the physical characteristics of the sand used. The tests have been carried out on specimen collected from the region where the phenomenon of liquefaction was observed during the last earthquake (October 10<sup>th</sup>, 1980) near the Chlef river (see Fig. 1) with an index of density  $I_d = 0.50$  and at initial confining pressure of  $\sigma'_c = 100\text{ kPa}$ .

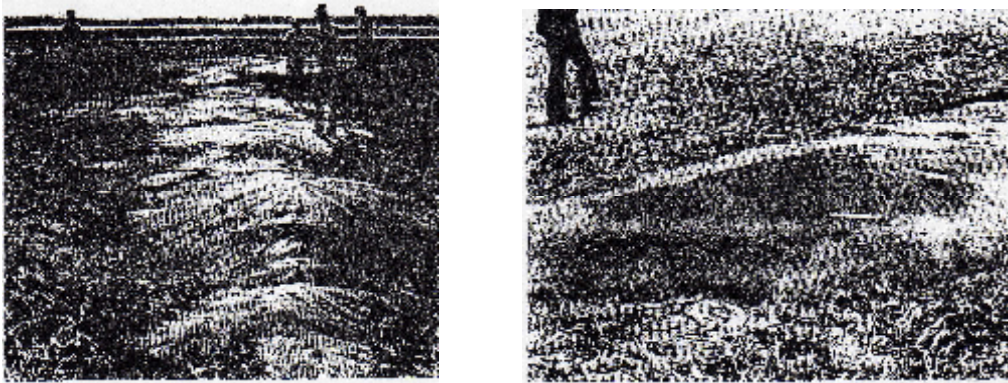


Figure 1. Effet Sand boils due to the liquefaction phenomenon at Chlef region

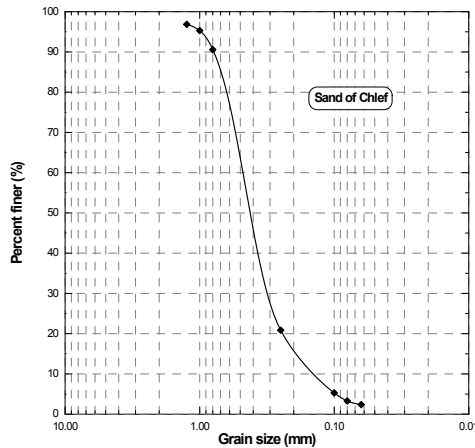


Figure 2. Grain size of the used sand

**Table 1.** *Properties of the tested soil*

| $D_{10}$ (mm) | $D_{50}$ (mm) | $C_u$ | $e_{min}$ | $e_{max}$ | $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> ) |
|---------------|---------------|-------|-----------|-----------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 0.15          | 0.45          | 3.2   | 0.54      | 0.99      | 2.67                          | 1.34                               | 1.73                               |

### 3. EXPERIMENTAL PROCEDURES

The used experimental device is presented in Fig. 3. It contains:

- An autonomous triaxial cell type Bishop and Wesley (Bishop and Wesley [6]),
- Two controllers of pressure / volume type GDS (200cc),
- A void pump joined to a reservoir in order to deaire the demineralized water,
- A microcomputer equipped with software permitting the piloting of the test and the data acquisition.



**Figure 3.** *Experimental device used*

#### 3.1. Sample preparation

The sample preparation method used is dry pluviation where the dry soil is deposited in the mould using a funnel with a rigorous control of the drop height of the sand which must be quasi-null for the loose samples. With the aim of having medium dense homogeneous samples, we have used the method recommended by Ladd [7]; this method consists in dividing the sample in several layers. The relative density of each layer varies to 1% from bottom upwards. The average layer has the same value of the relative density as the sample.

The used samples are cylindrical in shape of 70mm of diameter and 70mm height ( $l/d=1$ ). To make sure of a good homogeneity of the stresses and deformations within the samples, several researchers (Lee [8], Robinet et al. [9], Tatsuoka et al. [10], Colliat [11] and Al mahmoud [12]) insisted on the need for reducing frictions between the sample and the superior and inferior base plates; this can be obtained by base plates of smooth or lubricated surface (antifrettag system). The antifrettag system used is represented on Fig. 4 (Al Mahmoud [12]). The sand mass to be set up is evaluated according to the desired density (the initial volume of the sample is known), the state of density of the sample being defined by the relative density:

$$I_D = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \quad (1)$$

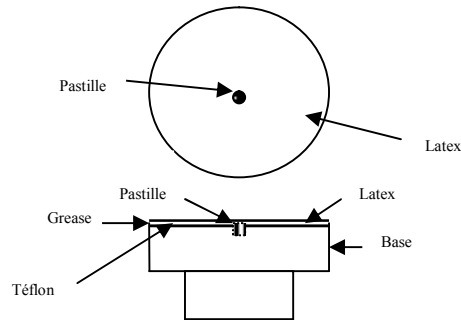


Figure 4. Antifrettage system used

### 3.2. Saturation of the sample

Saturation is a significant stage in the experimental procedure because of its quality depends the answer of the sample under drained and undrained loading. To obtain a good degree of saturation, the technique of carbon dioxide worked out by Lade and Duncan [13] was used. The sample is firstly swept by carbon dioxide during twenty minutes, then we let circulate the deaerated and demineralized water until collecting a volume of water superior to one and a half the volume of the sample. To be able to obtain samples with various degrees of saturation, we have varied the time of passage of carbon dioxide and the duration of duct drainage deaerated water through the sample.

### 3.3. Consolidation of the sample

In order to consolidate the sample, we parallelly apply a rise in pressure in the cell ( $\sigma_3$ ) and inside the sample a backpressure ( $U$ ). The application of backpressure, improves the quality of saturation by compressing the microbubbles of the interstitial gas which can still be present after the phase of saturation. At the end of the consolidation, the quality of the saturation is evaluated by the measurement of the coefficient of *Skempton* ( $B$ ). In our work, the tests were carried on if the coefficient  $B$  were higher than 0.91 for the almost saturated samples, and the backpressure used is 400 kPa. For the over consolidated samples, the samples were first subjected to a medium stress of initial preconsolidation  $\sigma'_c$ ; then we remove this stress of preconsolidation and we consolidate the sample with  $\sigma'_0$  and the report of overconsolidation  $OCR$  is equal to  $\sigma'_c / \sigma'_0$ .

## 4. RESULTS OF THE TESTS CONDUCTED

Fig. 5 shows the results of the undrained compression tests carried out for various values of coefficient of overconsolidation ratio  $OCR$  (between 1 and 8) at an initial confining pressure of 100 kPa. It can be observed that the increase in the overconsolidation ration lead to an increase in the resistance of the deviatoric stress (Fig. 5a) and consequently to a decrease in the water pressure (Fig. 5b). This quick fall of the water pressure for the great values of  $OCR$  results from the role of significant dissipation of water and the reduction of the void index during the phase of initial preconsolidation observed during the drained tests. We also note that the reduction in the overconsolidation ratio delays and attenuates the appearance of the peak of the pore water pressure (corresponding to the rate of variation of the pore water pressure), it corresponds to 0.4% of axial strain for the test with an  $OCR$  equal to 8; whereas it occurs at 2% for the test with an  $OCR$  equal to 1 normally consolidated (Fig. 5b). The decrease in the interstitial pressure leads to an increase in the effective confining pressure and consequently to an increase in the resistance to the deviatoric stress as Fig. 5a illustrates. The stress path in the plan ( $p'$ ,  $q$ ) better shows the role of the overconsolidation ratio in the increase of the effective mean pressure and the maximal deviator (Fig. 5c).

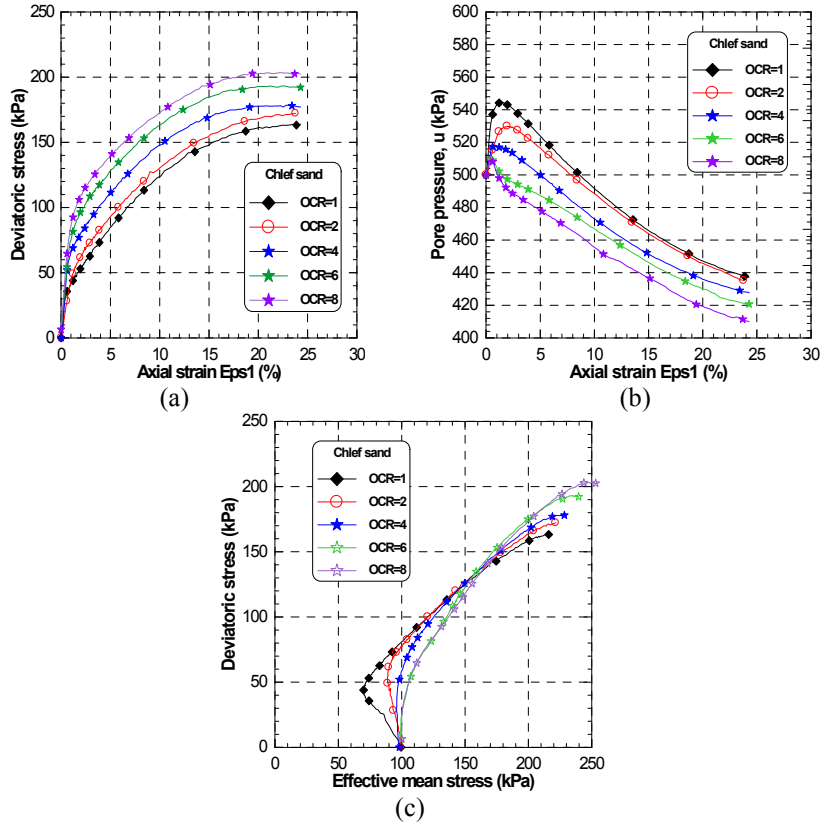


Figure 5. Influence of overconsolidation ratio on the undrained response of Chlef sand

Fig. 6 shows the evolution of the maximal deviatoric stress versus the overconsolidation ratio (OCR). We note that the resistance to the monotonous shear increases in a linear way with the increase of the overconsolidation ratio (OCR), the maximal deviator passes from a value of  $q=164$  kPa for an OCR equal to 1 to a value  $q=202$  kPa for an OCR equal to 8; when the OCR passes from 1 to 8, the resistance to the shear increases by 40%. Fig. 7 shows the evolution of the pore water pressure to the peak versus the overconsolidation ratio (OCR). We note that the pore water pressure to the peak falls brutally with the increase in the overconsolidation ratio (OCR), the pore water pressure to the peak passes from 545 kPa for an OCR equal to 1 to a value of 509 kPa for an OCR equal to 8.

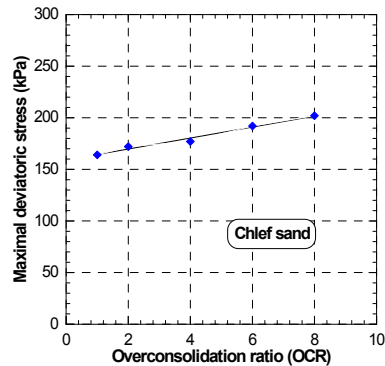


Figure 6. Evolution of maximal deviator stress versus overconsolidation ratio



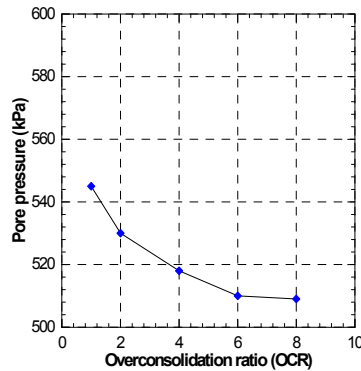


Figure 7. Evolution of peak pore pressure versus overconsolidation ratio

## 5. RESIDUAL STRENGTH

When sands are subjected to an undrained shearing; after the peak of deviatoric stress, the resistance to the shearing falls with an almost constant value on a broad deformation. Conventionally, this resistance to the shearing is called residual strength or the shearing force at the quasi steady state ( $Q_{ss}$ ). The residual strength is defined by Ishihara [14] like:

$$S_{us} = (q_s/2) \cos\phi_s \quad (2)$$

Where  $q_s$  and  $\phi_s$  indicate the deviatoric stress and the mobilized angle of interparticle friction at the quasi steady state.

Fig. 8 show the evolution of the residual strength ( $S_{us}$ ) versus the overconsolidation (OCR). It can be noticed that the residual strength grows in a quasi-linear way with the increase in the overconsolidation (OCR); this growth is due to the reduction of the void ratio at the time of the phase of initial preconsolidation and the dissipation of the water pressure, and consequently to the increase in the dilatancy of the studied sand.

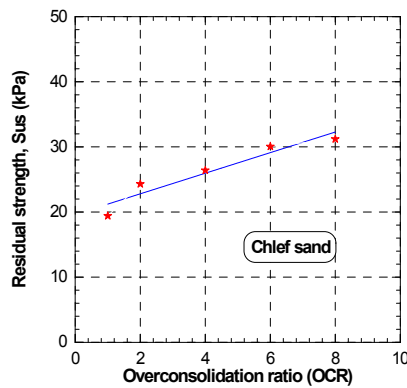


Figure 8. Influence of overconsolidation ratio OCR on the residual strength ( $S_{us}$ )

## 6. CONCLUSION

The results of an experimental program that investigated the effect of the overconsolidation on the behavior of granular sand are presented. Both drained and undrained triaxial compression tests were performed at an initial

effective confining pressure of 100 kPa, on specimens prepared by the dry funnel pluviation method with an initial relative density of  $RD=50\%$ , for overconsolidation ratio (OCR) varying between 1 and 8.

The results of the tests show that the increase in the overconsolidation leads to an increase in the initial stiffness of the sand and its resistance (maximal deviatoric stress), and consequently to a decrease of water pressure. For the volumetric strain, it can be seen that the increase in the overconsolidation ratio accelerates the appearance of dilatancy.

The residual strength ( $S_{us}$ ) increases in a quasi-linear way with the increase in the overconsolidation; this increase is due to the reduction in the void ratio at the time of the phase of initial preconsolidation.

### References

- [1] K. Ishihara, and H. Takatsu (1979), effects of overconsolidation and  $K_0$  conditions the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Tokyo, Japan, N° 19 (4), pp.59-68.
- [2] H.B. Seed, I.M. Idriss and K.L. Lee (1975), Dynamics analysis of the slide in the lower San Fermondo dam during the earthquake of February 197, *Journal Geotechnical Engineering*, division ASCE, vol. 101, GT 9, pp.889-911.
- [3] H.B. Seed, W.H. Peacock (1971), Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics, *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*. ASCE, vol.97 (8), pp.1099-1119.
- [4] K. Ishihara, M. Sodekawa and Y. Tanaka(1978), Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines. *Dynamic Geotechnical testing*, ASTM STP 654, pp.246-264.
- [5] R. Bouferra (2000), Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols. Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille.
- [6] A. W. Bishop, L.D. Wesley (1975), A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Geotechnique*, Vol.25, N° 4, pp.657-670.
- [7] R. S. Ladd (1978), Specimen preparation using undercompaction. *Geotechnical testing Journal*, vol.1 n° 1, pp.16-23.
- [8] K.L. Lee(1978), End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand, *J. Geotech. Eng. Div., Proc. Of ASCE*, Vol.104, N° GT6, pp.687-704.
- [9] J.C. Robinet, M. Mohkam, D. Doanh, and J.M. Torrenti (1983), Amelioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons, 18<sup>ème</sup> Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.
- [10] F. Tatsuoka, F. Molenkamp, T. Torii and T. Hino (1984), Behavior of lubrication layers of platens in element tests, *Soils and Foundations*, vol. 24, n°1, March, pp.113-128.
- [11] J. L. Colliat (1989), Comportement des matériaux granulaires sous forte contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié. Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble.
- [12] M. Al Mahmoud(1997), Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes. Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille.
- [13] P.V. Lade, J.M. Duncan(1973), Cubical triaxial tests on cohesionless soil. *Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE*, vol. 99, N° SM, pp.793-812.
- [14] K. Ishihara (1993), Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, Vol. 43, N°3, pp.351-415.

## L'IMPACT DU RISQUE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LE CADRE BATI CAS DE CONSTANTINE

I. Benkechkache<sup>1</sup>, M.Derradji<sup>2</sup>, B.Benrachi<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Doctorante- [imenebenkechkache@yahoo.fr](mailto:imenebenkechkache@yahoo.fr), Laboratoire LAUTES, université Constantine 3

<sup>2</sup>Maître de conférence-[derradji-mo@yahoo.com](mailto:derradji-mo@yahoo.com)

<sup>3</sup>Maître de conférence- [blezzar@hotmail.com](mailto:blezzar@hotmail.com), Laboratoire LAUTES, université Constantine 3

### Thème N° 3 : (Comportement des Structures et des Sols)

#### RESUME

La région de Constantine est marquée par un relief très accidenté, situé sur un important axe sismique. Le risque de glissement de terrain est parmi les problèmes urbains dont souffre actuellement cette ville. Il a entraîné l'effondrement et la dégradation de plusieurs habitations, estimées à 15000 habitations sur une surface de 120Ha. Les principales causes qui participent à l'émergence de ce risque sont : la lithologie du site, une topographie très accidentée et l'action de l'eau qui est considérée parmi les facteurs principaux dans l'apparition du risque. A cela s'ajoute l'urbanisation anarchique sur des zones instables (non constructibles),...etc.

Notre recherche porte sur l'évaluation du comportement structurel de différents types de constructions face au risque, dans la cité Boussouf, à Constantine. Un des sites présentant un problème de glissement de terrain important.

A la base des résultats d'analyse ; il a été constaté que l'instabilité du terrain est due aux causes précédentes avec d'autres facteurs résultant en la dégradation de plusieurs constructions. On distingue : la configuration de leur plan de masse et leur disposition par rapport au sens de la pente, leur élancement, forme, type de structure, la qualité des matériaux de construction utilisés et leur mise en œuvre.

**MOTS-CLÉS:** Risque -Glissement de terrain-Dégradation-Comportement structurel-Cadre bâti-Constantine.

#### I. INTRODUCTION

Les mouvements de terrain sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief. Le glissement de terrain est parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre.

Les glissements de terrains font partie des risques naturels, les plus menaçants pour les infrastructures et les personnes, laissant des zones en équilibres fragiles. [1] Ils constituent sans doute un des risques majeurs pour la sécurité et le bien être des personnes, ainsi que pour la propriété et les biens. Très souvent les dégâts provoqués par le glissement sont fortement sous-estimés, car ils représentent fréquemment une partie des catastrophes à danger multiples.

L'urbanisation accélérée accroît sensiblement les risques, auxquels sont soumises les populations qu'ils soient d'ordre social, naturel ou environnemental. La question environnementale est généralement exprimée en termes de problèmes (assainissement, glissement de terrain...). Effectivement l'analyse de ces cas renvoie souvent à une notion de risque, telle la croissance urbaine qui se pose comme un souci environnemental, quand elle s'effectue sur des sites peu propices à la construction (sur des pentes inadaptées ou sur des terrains instables...) et qu'elle génère, ce qui est perçu comme un danger. [2]

En Algérie, le rapport du CNES et du MATE 2003 confirme et mentionne que les mouvements de terrains menacent et affectent plusieurs villes Algériennes. Ces mouvements ont pris une grande ampleur dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles. [3]

Depuis des décennies, Constantine souffre de plusieurs problèmes urbains : le vieillissement de la vieille ville, les bidonvilles et le problème d'instabilité de terrain, dont la première manifestation a été observée au début du 20<sup>ème</sup> siècle. [4]

## II. LE GLISSEMENT DE TERRAIN DANS LA VILLE DE CONSTANTINE

Le site de Constantine possède un relief très accidenté avec des pentes de talus accentués sur un environnement géomorphologique complexe et sur le plus important axe sismique. Par ailleurs, cette ville a connu une extension urbanistique rapide après l'indépendance (croissance démographique importante) ; ceci a provoqué une surcharge des terrains constructibles et a engendré par la suite la surconsommation des terrains fragiles souvent instables.

Aujourd'hui Constantine est confrontée à un problème très spécifique de glissement de terrain. Cette situation mérite une attention particulière en raison de l'ampleur du phénomène observé, au plan économique et social et ce à travers son impact sur les populations et ses effets sur le tissu urbain, notamment sur le cadre bâti. [5]

Les glissements en site urbain de Constantine se sont développés avec une certaine régularité depuis la décennie des années 70 [6], période durant laquelle a été marquée par un processus d'urbanisation intensif. En dépit de ces contraintes, la ville a connu une consommation rapide de l'espace, due à une extension urbaine effrénée et non maîtrisée, en raison de plusieurs phénomènes, cela a entraîné une saturation des sites urbanisables, et une surconsommation de terres agricoles d'une manière générale. [7]

| Sites                                   | Année d'amorce | Superficies des sites (ha) | Populations résidentes |
|---|----------------|----------------------------|------------------------|
| BELOUZDAD KITOUNI KAIDI                 | 1972           | 32                         | 65.000                 |
| Mosquée EMIR ABDELKADER, BELLEVUE Ouest | 1974 – 1977    | 29                         | 5.000                  |
| Pont SIDI RACHED                        | 1979           | -                          | -                      |
| CILOC                                   | 1986 – 1988    | 15                         | 5.000                  |
| BARDO                                   | 1988           | 15                         | 10.000                 |
| EL MENIA – BOUDRAA SALAH                | 1988           | 29                         | 15.000                 |
| <b>Totaux</b>                           |                | 120                        | 100.000                |

**Tableau. 1 :** Les sites de Constantine affectés par le glissement de terrain. Source : Les archives de la direction de l'urbanisme et de la construction de la wilaya de Constantine, 1999.



**Photo 1.** Une construction R+1 dégradée par le glissement, Située à Boudrâa Salah .Source : POS ; 2003



**Photo 2.** Affaissement et fissuration de la route du Bardo Source : Bougdal Rachid, 2007.

### III. LES CAUSES QUI PARTICIPENT A L'EMERGENCE AU RISQUE

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes multiples et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain. Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain.

Après une analyse urbaine des caractéristiques physiques du site de Constantine, il a été constaté que les facteurs qui conditionnent la stabilité des terrains, sont l'action conjointe de plusieurs facteurs :

#### III.1. La nature lithologique du site

Le premier facteur qui provoque le risque du mouvement de terrain. Selon les résultats d'analyse géologique de la région d'étude, on constate que le site est constitué des conglomérats, des argiles sableuses de type argilo-marneuses, dont la liquéfaction de celles-ci peut engendrer l'instabilité des terrains.

#### III.2. La topographie du site

Un des facteurs qui favorisent le déclenchement du glissement de terrain dans la région d'étude est le site de Constantine qui est marqué par des terrains très accidentés, hétérogènes et responsables de leur instabilité dans certains cas.

#### III.3. L'activité sismique

Selon les études sismologiques du territoire Algérien, le site de Constantine est situé sur un important axe sismique de l'Est Algérien, un autre facteur important qui favorise le déclenchement du mouvement de sol.

#### III.4. Le facteur d'eau

C'est la cause principale du glissement de terrain dans notre site d'étude. Il est marqué surtout, dans les sols de type fins et argileux dont l'apport d'eau entraîne une baisse de leur résistance. L'infiltration des eaux de pluies et les fuites au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable (AEP) et d'assainissement ainsi que les eaux de surface, restent le facteur principal d'instabilité de la plupart des sites à Constantine.

#### III.5. L'urbanisation anarchique

L'extension urbaine que connaît la ville de Constantine depuis l'indépendance en raison de sa croissance démographique, a engendré une surcharge des constructions sur des terrains agricoles les plus vulnérables au risque de glissement de terrain. A cela s'ajoute les interventions de l'homme par des travaux de terrassements et les constructions sur des sites en remblais qui ont accéléré l'instabilité des terrains.

### IV. ETUDE DE CAS

#### IV.1. Méthode d'investigation du cas d'étude

##### Présentation du site et des constructions d'études

La cité CNEP représente le tissu collectif dans notre cas d'étude. Elle est composée d'un ensemble de bâtiments à plusieurs niveaux R+5 et dont le nombre atteint 26 bâtiments.

Par contre la cité NAADJA SGHIRA représente le tissu individuel et se situe à l'extrémité Ouest du BOUSSOUF et elle est limitrophe à la cité CNEP ainsi que trois tours de type collectif. (Figure 1)



Figure 1. Vue aérienne des zones d'étude de la cité Boussouf (Source ; Google Earth)

D'après la classification des terrains du quartier Boussouf établi par les services concernés de la direction d'urbanisme et de la construction, on distingue que la cité CNEP et la cité Naadja Sghira sont situées dans **des terrains défavorables à la construction**.

Selon l'analyse détaillée de la cité CNEP et la cité Naadja Sghira, on constate que les deux cités sont situées sur un versant, de pente moyenne de 10 à 15 %. La zone en question, se caractérise par un terrain argileux et instable, et il se trouve que c'est la zone la plus touchée par le risque glissement de terrain et la plus urbanisée.

L'analyse des paramètres influant sur les différents types de constructions lors du glissement de terrain dans le site de BOUSSOUF est établie selon les étapes suivantes :

Le site de notre cas d'étude a été divisé en quatre zones selon le type de construction à savoir :

**Le type collectif** pour les deux zones 1 et 2 ainsi que le bâtiment tours à (R+17) dans la zone 3, et la zone 4 qui représente **le type de construction individuelle**. Chaque zone est caractérisée par certaines particularités qui se résument dans les points suivants :

- La configuration spatiale du plan masse de la zone 1 est marquée par une disposition ouverte et éclatée des bâtiments, par contre la disposition des bâtiments dans la zone 2 est trop renfermée.
- Les bâtiments de la zone 1 sont disposés d'une manière éparpillée par rapport au sens des courbes de niveaux du terrain.
- La zone 2 est composée de bâtiments à deux formes urbaines barre et angle de même hauteur.
- Pour la troisième zone, elle contient trois tours de (R+17) dont la structure est de système mur porteur.
- Pour notre investigation sur le type individuel, le choix de l'échantillon d'étude a été fixé sur une maison de (RDC+2) dont la structure est en poteau poutre avec des voiles en béton armé.

A la base des résultats dégagés de notre diagnostic, nous essayerons de mettre en relief les éléments de constructions du bâtiment et leurs comportements face au risque du glissement de terrain, tout en tenant compte des paramètres suivants :

- La configuration du plan masse
- La disposition des bâtiments par rapport à la pente.
- La forme des bâtiments.
- La hauteur des bâtiments.
- Le type des structures.

L'objectif de cette investigation est de comprendre et maîtriser l'impact des différents paramètres influant sur le comportement des bâtiments lors d'un glissement de terrain afin de freiner ou du moins réduire l'effet de dégradation qui peut en résulter.

#### IV.2. Résultats

Selon chaque paramètre analysé on a obtenu les résultats suivants :



#### IV.2.1. Configuration du plan de masse

Le premier type de bâtiments est caractérisé par une implantation de manière dispersée. En effet chaque bâtiment travaille différemment et il n'est accolé aux autres bâtiments que par un point. Le second type présente des bâtiments implantés de façon renfermée et accolée l'un à l'autre avec également un certain ordre dans leur disposition.

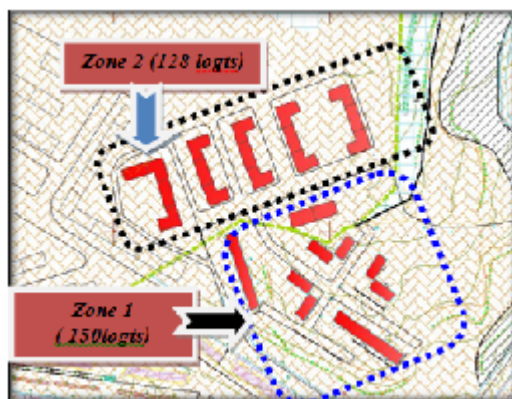


Figure 2. Plan de masse des deux zones -cité CNEP-. Source : DUC+ traitement personnelle.

Selon notre analyse, on constate que les bâtiments de la *zone 1* sont menacés de ruine et nécessitent une intervention lourde à travers différentes techniques de confortement et de réhabilitation, contrairement aux bâtiments de la *zone 2* où il a été constaté que les bâtiments d'étude sont légèrement dégradés et ne nécessitent qu'une intervention légère.

#### IV.2.2. La pente (la topographie)

Pour l'étude de ce facteur, on se doit de prendre un échantillon de bâtiments qui nous permettrait de montrer le rôle de la disposition des bâtiments par rapport au sens de la pente et le comportement structurel de ces derniers face au glissement de terrain. Pour ce faire nous avons opté pour les deux bâtiments 4 et 5 de la zone 1 et qui sont de même structure (poteau- poutre), mais avec une différence dans la disposition sur le terrain en pente.

#### IV.2.3. La forme du bâtiment

En général, le comportement d'un bâtiment est influencé par sa forme. En effet certaines configurations amplifient considérablement les sollicitations dues aux mouvements du terrain, et donc créent de mauvaises conditions de résistance. Pour la vérification de ce phénomène ou facteur, il est nécessaire de prendre un échantillon de bâtiment, de même structure, et de même disposition par rapport au sens de la pente mais avec seulement une différence dans la forme des bâtiments.

#### IV.2.4. La structure

L'efficacité du comportement parasismique d'une construction est directement liée à la nature du système porteur. Pour la vérification de cette caractéristique nous avons considérés plusieurs échantillons ayant une même disposition par rapport au sens de la pente, et une même nature du sol, mais avec cependant une différence dans la structure. Pour ce faire notre étude sur le terrain a porté sur trois bâtiments répartis sur les trois zones 1, 2 et 3.

#### IV.2.5. La hauteur

Pour le traitement de ce facteur nous avons pris deux cas d'étude de tissus différents, l'un collectif au niveau de la cité CNEP (R+5) et l'autre individuel, une construction de la cité Naadja Sghira (R+2). Dans ce cadre et malgré le même type de structure pour les deux tissus : système portique, une même disposition par rapport au

sens de la pente et un sol de nature argileuse, mais avec des hauteurs de bâtiments différents. Il a été constaté une certaine dégradation dans le tissu (R+5).

### IV.2.6. La qualité des matériaux et la mise en œuvre

Pour l'étude de ce paramètre et à la base des résultats du diagnostic et des observations sur site, il a été constaté que la majorité des pathologies de désordres des différents bâtiments dus à ce glissement sont affectées surtout au niveau des remplissages extérieurs, et des différents éléments décoratifs, ce qui permet de dire que la cause principale de cette dégradation est due aussi bien à la qualité des matériaux qu'à leur mise en œuvre.

### IV.3. Discussion

Selon l'analyse sur terrain, il a été constaté que la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du mouvement de terrain est liée à plusieurs paramètres à savoir celles qui ont été étudiées ci-dessus : [8]

1-la configuration du plan de masse par la disposition de ces bâtiments montre que ceux implantés de manière ordonnée et renfermée, résistent mieux par rapport à ceux placés de façon éparpillée.

2-Les bâtiments en portique implantés de manière perpendiculaire au sens des courbes de niveaux se comportent mieux par rapport aux immeubles placés parallèlement au sens de la pente.

3-Les bâtiments ayant de préférence une forme simple et régulière, échappent aux contraintes dues à la torsion et résistent mieux que d'autres formes géométriques.

4-La résistance des bâtiments est garantie par la minimisation de la hauteur.

5-Le type de structure d'un ouvrage joue un rôle important dans le comportement structurel d'un bâtiment.

6-Les matériaux de constructions de bonne qualité avec une mise en œuvre conforme aux normes permettent aussi de limiter les différents endommagements qui affectent les façades, cloisons et éléments décoratifs.

Ce faisant, il y a nécessité de compréhension et de maîtrise des critères de vulnérabilité pour identifier les bâtiments et les structures les plus vulnérables vis-à-vis du glissement de terrain.

## V. LA PROTECTION ET LA PREVENTION, UNE GESTION EFFICACE DES RISQUES NATURELS

La gestion des risques effectuées de plusieurs façons ; quand la crise est proche, la prévision est fondamentale car elle permet de prévenir la population et de mettre en œuvre un système de pré alerte, puis d'alerte. La prévision traduit la préparation de la gestion de crise. La stratégie de prévision et de protection souhaitée à la ville de Constantine devrait prendre en compte les glissements de terrains et le confortement des constructions partiellement endommagées sur les différents sites affectés. [9] Cette stratégie sera appuyée sur la procédure de démolition des constructions totalement dégradées et le relogement des familles sinistrées. [10]

### V.1. La mise en œuvre d'un dispositif de surveillance des glissements de terrain

L'installation de système de mesure et de surveillance des différents paramètres des glissements de terrain qui ont pour but de pouvoir suivre les déplacements en profondeur et à la surface du sol et pouvoir prédire le déplacement du sol et d'alerter les autorités avant le déclenchement de la crise. A cet effet la stratégie de surveillance de glissement de terrain destiné à long terme consiste en un système de mesure qui comprend :

- Des sondages piézométriques pour la surveillance du niveau d'eau souterraine.
- Des sondages carottés équipés d'inclinomètres pour la surveillance des déplacements en profondeur
- L'installation des repères de déplacements GPS, et de points géodésiques sur les sites d'instabilité qui faciliteront la lecture du rythme des déplacements en surface des glissements.
- Des essais géotechniques de laboratoire sur les échantillons prélevés des carottes des sondages pour définir les paramètres d'identification et de résistance des matériaux constitutifs des glissements. [11]

## VI. CONCLUSION

Les glissements de terrain font partie des risques naturels les plus menaçants pour les infrastructures et les personnes. Constantine est la ville Algérienne la plus concernée à un degré où des interventions urgentes sont plus que nécessaires.

D'après l'analyse des différents échantillons de notre site d'étude il a été constaté que le comportement structurel des bâtiments face au glissement des terrains doit prendre en considération le facteur implantation et conception des constructions qui réunit : la configuration du plan masse, la disposition des bâtiments par rapport à la pente, la forme des bâtiments, le type des structures et la qualité des matériaux et la mise en œuvre.



Il a été démontré à travers les exemples étudiés que les différents critères qui inspirent ce facteur jouent un rôle important dans la résistance des constructions face aux dégradations qui résultent des glissements.

La prévention des risques en Algérie et plus particulièrement à Constantine, est marquée par l'absence des réglementations spécifique des zones instables, et des mesures de prévention ou de protection aux risques naturels, malgré l'existence des instruments d'urbanisme et d'aménagement du territoire. Les conséquences de cette défaillance au niveau de ces règlements se traduisent par des désordres, qui ont affecté plusieurs constructions localisées, surtout, dans, la partie Ouest et Sud-Ouest de la ville de Constantine. Pour la prévention au risque naturel « glissement de terrain », il est nécessaire :

- D'actualisation des plans des réseaux souterrains, leur conservation et leur accessibilité, qui sont l'une des raisons contribuant à déstabiliser les sols.
- Promouvoir les actions nécessaires d'information et de sensibilisation du grand public.
- Surveiller l'ensemble de la zone suspect à l'effet d'assurer que d'autres instabilités ne se déclenche pas et qui pourraient concerner la voirie ou autres installations présentes dans l'environnement du site.
- Favoriser les plantations d'arbres et préserver les espaces boisés.
- Traiter les instabilités déclarées dans les zones vulnérables à travers les différentes méthodes de confortement qu'elles soient au niveau du sol ou au niveau du cadre bâti.
- Entretien des systèmes de drainage mis en place dans le cadre du traitement d'un mouvement de terrain.
- Les pouvoirs publics de leur part doivent imposer des règlements et des lois, et punir toute sorte d'infraction en matière de construction pour ne pas provoquer le risque.
- Il est nécessaire d'établir également une cartographie thématique qui permet de localiser les zones affectées ainsi que les contraintes géotechniques qui peuvent accentuer le risque dans le but de réduire les effets destructifs du glissement de terrain sur le cadre bâti.

### Bibliographie

- [9] BENZAOUZ et BOUREBOUNE : La vulnérabilité de la ville de Constantine face aux glissements de terrain.
- [8] BENKECHKACHE IMENE, (2012) « *investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de Constantine* », thèse de magistère ; spécialité : ville et risque urbain, université Mentouri de Constantine.
- [6] DUC : Les archives de la direction de l'urbanisme et de la construction de la wilaya de Constantine.
- [2] MAROUK MESSAOUD, (2010) ; *Recherches pour un atlas de Constantine, approche statistique et thématique*, thèse de doctorat d'État, Option : Cartographie et aménagement du territoire.
- [4] MEZHOUD LAMIA, (2006), *La vulnérabilité aux glissements de terrain et les enjeux dans la partie Ouest et Sud-Ouest de la ville de Constantine* ; thèse magistère, option : Aménagement des milieux physiques 3p.
- [3] Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, (2004), *Le risque sismique et le redéploiement des activités et de l'urbanisation Algérie 2020*, volume 1.
- [5] NOURI NESROUCHE, (2003), Constantine d'hier et d'aujourd'hui : *glissement de terrain : Y a-t-il magouille dans le plan d'évacuation ?* journal le Matin ; [www.constantine.free.fr](http://www.constantine.free.fr).
- [7], [10], [11] SCU : Schéma de cohérence urbaine de Constantine (Avril 2007), *Diagnostic prospectif du grand Constantine*, URBACO-EDR
- [1] VARNES DAVID J., (1984); *Landslide Hazard Zonation. A Review of Principles and Practice.* , UNESCO, Paris, 60p

## IMPACT DES MODELES DE COMPORTEMENT SUR LA SIMULATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES

REMIL Aicha<sup>1</sup>, HACHICHI Abdelkader<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire matériaux sols et thermique(LMST), Algérie,

<sup>1</sup>Faculté de génie civil, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf, USTO, Algérie

aicha.remil@yahoo.fr

### Thème N° 03 : Comportement des Structures et des Sols

#### Résumé

On s'intéresse dans cette étude à la comparaison des réponses du modèle MC et du modèle HSM sur chemins triaxial des deux sables (sable de mer et sable de carrière) de la région d'Oran. On valide le modèle Mohr-Coulomb, qui est un modèle élastique parfaitement plastique, par le logiciel aux éléments finis « Plaxis » à partir des données expérimentales sur chemin drainé et non drainé. Les résultats de ce modèle ont été comparés à ceux obtenus par le modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. (Hardening Soil Model). Les deux simulations sont satisfaisantes et concordent assez bien avec l'expérimental. Toutefois le modèle HSM semble donner des résultats plus représentatifs du comportement réel du sable ceci semble s'expliquer par le comportement dilatant du matériau et par l'existence de déformations plastiques à partir d'un certain seuil de chargement du modèle géométrique.

**Mots –Clés :** Plaxis, sable, modèle (MC), modèle (HSM).

### 1. INTRODUCTION

Le comportement des sables fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde. Ces recherches visent à fournir aux projeteurs et constructeurs des règles et normes communes pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre dans le but d'assurer leurs stabilités. Les recherches expérimentales fournissent des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et simulent leur comportement suivant divers chemins de contraintes ou de déformations sous l'action des charges comparables à celles qui doivent l'être réellement sous l'action des ouvrages.

Toutefois, comme les études expérimentales sont souvent lentes et coûteuses et les procédures d'essais correspondantes généralement complexes, les chercheurs font de plus en plus appel aux simulations numériques. Les progrès récents réalisés dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique ont permis de mettre au point des outils numériques de calcul (programme de simulation d'essais et codes de calcul en éléments finis ou en différences finies des ouvrages géotechniques) qui intègrent dans leurs structures divers modèles de comportement capables de décrire assez correctement la réponse des sols aux sollicitations qui leur sont appliquées..

Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une "règle à calcul" de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simples, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés [1].

## 2. MODELES DE COMPORTEMENT

### 2.1. Modèle de Mohr-Coulomb (MC)

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux (tableau 1), comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement.

**Tableau1** .Paramètre du modèle Mohr-coulomb

| Paramètres  | C        | $\Phi$                | $\psi$               | E                  | $\nu$                     |
|-------------|----------|-----------------------|----------------------|--------------------|---------------------------|
| Description | Cohésion | l'angle de frottement | l'angle de dilatance | le module de Young | le coefficient de Poisson |

### 2.2. Modèle de sol avec écouissage (HSM)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons. Ces paramètres pris en compte dans ce modèle sont en nombre de sept et ils ont données par le tableau (2).

**Tableau 2** .Paramètre du modèle de sol avec écouissage

| Paramètres  | C        | $\phi$                | $\Psi$               | $E_{50}^{ref}$                       | $E_{oed}^{ref}$                          | $E_{ur}^{ref}$     | m  |
|-------------|----------|-----------------------|----------------------|--------------------------------------|--|--------------------|--|
| Description | cohésion | l'angle de frottement | l'angle de dilatance | module sécant dans un essai triaxial | module tangent dans un essai œdométrique | module de décharge | puissance (environ 0.58 pour les sables) |

## 3. SIMULATION DE L'ESSAI TRIAXIAL

La simulation numérique des essais triaxiaux permet de contrôler l'aptitude d'un modèle à représenter correctement le comportement d'un sol observé à l'appareil triaxial et à se rapprocher le plus possible des résultats obtenus par l'expérimentation. Pour notre étude on a validé le modèle « Mohr –Coulomb » avec le logiciel aux éléments finis Plaxis (Version 8.2) à partir des données expérimentales obtenus au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil à l'USTO-Mohamed Boudiaf sur deux sables provenant de la région d'Oran [2].



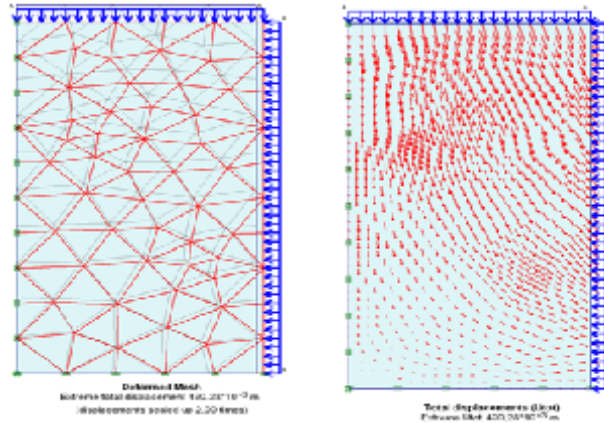


Figure 3. Les déplacements du modèle HSM pour sable de mer dense drainé à  $\sigma_3 = 400$  kPa.

Sur les figures (4) et (5) nous présentons les courbes de simulation obtenues par les deux modèles MC et HSM sur les deux sables, la superposition de ces courbes dans le plan ( $q'$ - $\epsilon_1$ ), permet de comparer les réponses de chaque modèle.

De la figure (4) qui représente les résultats du sable de carrière (lâche) en condition drainée, nous remarquons une correspondance entre les courbes de la simulation par le modèle MC et les courbes simulées par le modèle HSM.

Le modèle HSM donne presque les mêmes valeurs du déviateur de contraintes que celles obtenues par le modèle MC, on observe une valeur de 100kPa pour  $\sigma_3 = 400$  kPa pour les deux modèles en condition drainée (figure 4).

Par contre le modèle MC donne des déviateurs supérieurs à ceux obtenus par la modèle HSM (figure 5) en compression non drainée,

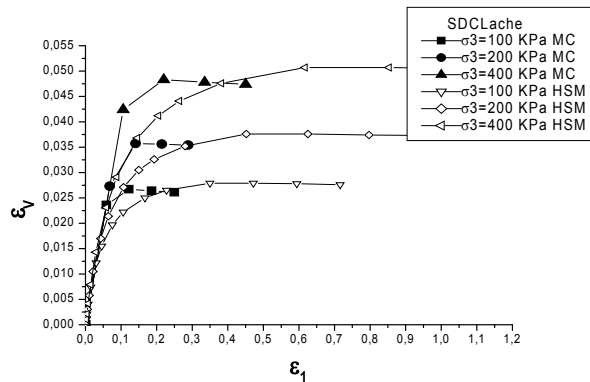
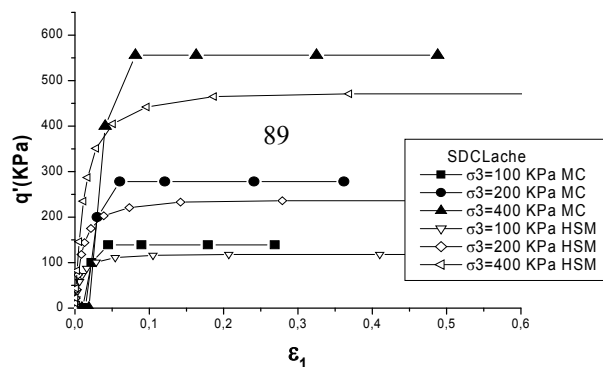


Figure 4. Simulation du sable de carrière lâche par les deux modèles (MC et HSM) (compression drainée).

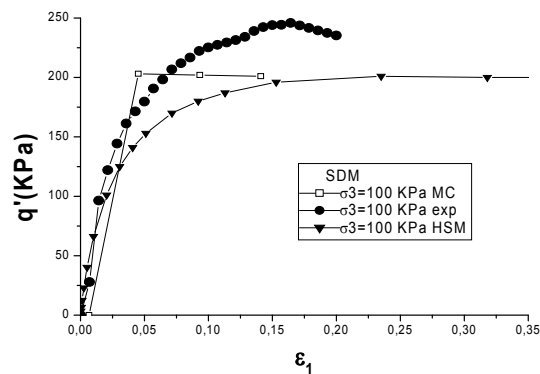


**Figure 5.** Simulation du sable de carrière lâche par les deux modèles (MC et HSM) (compression non drainée).

Pour voir le modèle qui se rapproche plus à l'expérimental, on présente donc les réponses du modèle MC, du modèle HSM et les résultats expérimentaux à contraintes de confinement appliqué (100 kPa) sur le sable de mer à l'état lâche. Nous remarquons que :

Pour les deux simulations en compression drainée, il y a un accord de la résistance ultime ou la contrainte à la rupture du matériau dans les deux modèles MC et HSM à des pressions de confinement triaxial de 100 kPa, la contrainte maximale est de 200 kPa et de 250 kPa pour l'expérimental (figure 6). Donc ces résultats à la rupture avec ceux obtenus par la modélisation sont assez proches.

Les valeurs expérimentales du déviateur sont supérieures à celles obtenues par le modèle MC et le modèle HSM en compression drainée (figure 6).



**Figure 6.** Simulation de sable de mer lâche par les deux modèles (MC et HSM) et l'expérimental (compression drainée).

#### 4. CONCLUSION

La force ultime ou de rupture est simulé correctement par des deux modèles, puisque le critère de rupture de Mohr-Coulomb est commun dans le développement de comportement des deux modèles.

Les simulations effectuées par le modèle Mohr-Coulomb permettent de différencier les deux réponses de base (élastique et plastique) contenues dans sa formulation (Élastoplasticité parfaite). Et par rapport au modèle HSM, il y a une transition graduelle entre l'état élastique et plastique du sol.

Bien que les modèles MC et HSM permettent de prédire la rupture du sol, c'est à dire, les deux modèles correspondent à la contrainte à la rupture. Nous recommandons l'utilisation du modèle HSM qui reproduit mieux la relation hyperbolique entre la contrainte axiale et le déviateur des contraintes ou la transition entre l'état élastique et plastique est graduelle.

## **5. BIBLIOGRAPHIE**

- [1] R.B.J .Brinkgereve, "PLAXIS version 8", Manuel de référence, DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [2] A. L .Nieto, J. C. T. Fernando, E. F. R. Blanco, " Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos". Revista Ingenierías Universidad de Medellin, 2009.
- [3] A .Boukhalfa, "Comportement mécanique des sables d'Oran sur chemin triaxial ", Mémoire de magister, Université de l'USTO/MB, 2006.
- [4] M.Naoumi, "Simulation numérique du comportement mécanique des sables sur chemin triaxial", Mémoire de magister, Université de USTO/MB, 2010.

## INSIGHT INTO THE EFFECTS OF GRADATION ON THE PORE PRESSURE GENERATION OF SILTY SAND SOILS

M. BELKHATIR<sup>1\*</sup>, N. DELLA<sup>1</sup>, A. ARAB<sup>1</sup>, A. KADRI<sup>1</sup>, T. SCHANZ<sup>2</sup>

(\* Corresponding author e-mail: [abelkhatir@yahoo.com](mailto:abelkhatir@yahoo.com))

<sup>1</sup>LABORATORY OF MATERIAL SCIENCES & ENVIRONMENT, UNIVERSITY OF CHLEF (ALGERIA)

<sup>2</sup>LABORATORY OF FOUNDATION ENGINEERING, SOIL AND ROCK MECHANICS, BOCHUM RUHR UNIVERSITY (GERMANY)

### Thème N° 03: Comportement des structures et sols.

#### Résumé

Liquefaction of saturated sandy soils has been considered as the main cause of most geotechnical hazards during earthquakes. Generation of excess pore water pressures in saturated silty sands when subjected to monotonic, cyclic and earthquake loading has been shown to cause the liquefaction. This laboratory investigation aimed at understanding the extent or degree at which excess pore pressure of sand-silt mixture soil is affected by its gradation under static loading conditions. For the purpose of clarifying and evaluating the generated pore pressure characteristics of sandy soils, a series of undrained monotonic triaxial tests were carried out on different reconstituted samples of sand-silt mixtures with various gradations. The soil samples were tested under a constant confining pressure ( $\sigma_3' = 100$  kPa) and at three relative densities ( $D_r = 20, 53\%$  and  $91\%$ ). The results from this laboratory investigation were used to develop insight into the pore water pressure response of sand and sand-silt mixtures under monotonic loading conditions. The analysis of the obtained data revealed that the grading characteristics ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ , ESR, and MGSR) have significant influence on the generation of the excess pore water pressure. The effective size ratio (ESR) and mean grain size ratio (MGSR) appear as pertinent parameters to predict the excess pore water pressure response of the sand-silt mixtures for soil gradation under study.

**Keywords:** silty sand, excess pore pressure, mean grain size ratio, effective size ratio, grading characteristics.

#### 1. INTRODUCTION :

Liquefaction is a natural phenomenon which takes place in saturated loose and medium dense sands and silty sands. The laboratory study related to the liquefaction is often associated with the study of generated excess pore water pressure of the sand or silty sand. Liquefaction (or initial liquefaction) usually occurs if the excess pore water pressure becomes equal to the initial effective stress. In engineering practice, liquefaction analysis using laboratory undrained shear strength data involves the assessment of whether or not for a given loading condition; the excess pore water pressure parameter reaches the initial effective stress. The increase in excess pore water pressure below levels causing initial liquefaction may still be of a magnitude as to decrease the effective stress in the soil to levels consequential to the response of the soil deposit and to the stability and settlement of a structure founded on the soil deposit. Hence, in practice, liquefaction analysis should predict the excess pore water pressure that can be used in the performance study of the soil-structure system during and after a given design loading condition event. Recent laboratory research work carried out by Zlatovic and Ishihara [2], Lade and Yamamuro [2], Thevanayagam et al [3], Thevanayagam [4], Yamamuro and Lade [5], Amini and Qi [6], Naeini [7], Naeini and Baziar [8], Sharafi and Baziar [9], Belkhatir et al. [10], Belkhatir et al. [11], have revealed that sand deposited with silt content can be much more liquefiable than clean sand. Also, strain properties and pore pressure generation in silty sand samples are quite different from those of clean sand.

Very limited laboratory results have been reported in the published literature to assess the magnitude of the effects of the grading characteristics ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ ,  $C_u$ , ESR, MGSR etc...) on the generation of the excess pore water pressure of sands mixed with low plastic fines. Vaid et al. [12] reported that the gradation of the soil controlled the cyclic excess pore water pressure response at lower relative densities in a manner that poorly graded samples have higher values compared to well graded samples. Polito [13] indicated that for clean sands, the generated



cyclic excess pore pressure decreases as the mean grain size ( $D_{50}$ ) increases. Therefore the fine sands are more vulnerable to liquefaction than coarse sands. Considering the failure state of the tested materials and as the number of cycles increases, the individual influence of the mean grain size ( $D_{50}$ ) and coefficient of uniformity ( $C_u$ ) parameters on generated excess pore water pressure decreases. Polito [13] reported also that the liquefaction resistance is not considerably influenced by the mean grain size ( $D_{50}$ ) for tested materials with  $D_{50} > 0.25$  mm. However, the effect of the mean grain size ( $D_{50}$ ) on the liquefaction resistance is greater than the effect of the gradation of materials under study. Yilmaz et al. [14] reported that it was possible to establish a correlation between the cyclic resistance and the openings ( $D_{10}$ ,  $D_{30}$ , and  $D_{50}$ ) than to relate the coefficient of uniformity ( $C_u$ ) or the coefficient of curvature ( $C_c$ ) to the cyclic liquefaction resistance. Belkhatir et al. (2011) indicated that the undrained shear strength at the peak and the undrained residual shear strength can be correlated to the mean grain size ( $D_{50}$ ) and coefficient of uniformity ( $C_u$ ). They reported that a relationship between the undrained shear strength (liquefaction resistance) and the effective size ( $D_{10}$ ) or the mean grain size ( $D_{50}$ ) and the coefficient of uniformity ( $C_u$ ) would be more realistic than to build a relation between the coefficient of curvature ( $C_c$ ) and the liquefaction resistance.

The objective of this research work is to present the results of an experimental investigation of the effects of grading characteristics ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ ,  $C_u$ , ESR, MGSR and CUR) on the generated excess water pressure response of reconstituted sand-silt mixture samples at three initial relative densities ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). Factors such as effective confining pressure, degree of saturation, sample size, grain shape, mineralogy and sample preparation have been held constant. Thus, simple correlations for the prediction of static excess pore water pressure of sand-silt mixtures are suggested.

## 2. Laboratory Testing Program

### 2.1. Soil index properties

The soil samples used in this study were extracted from about 6.0 m below ground surface of the Chlef River banks, where liquefaction occurred during the 1980 El Asnam earthquake. Chlef sand has been used for all tests presented in this laboratory investigation. Individual sand particles are subrounded and its predominant minerals are feldspar and quartz. The tests were conducted on the mixtures of Chlef sand and silt. Liquid limit and plastic limit of the silt are 27% and 22% respectively. Chlef sand was mixed with 0 to 50% silt to get different silt contents. The index properties of the sand and silt used in this laboratory work are presented in Table 1. The grain size distribution curves of the tested materials are shown in Figure 1. The maximum void ratio ( $e_{max}$ ) corresponding to the loosest state of the soil sample and minimum void ratio ( $e_{min}$ ) corresponding to the densest state of the soil sample were determined according to ASTM D 4253 [15] and ASTM D 4254 [16] standards for 0 – 100% range of fines' content  $F_c$  (the ratio of the weight of silt to the total weight of the sand-silt mixture).

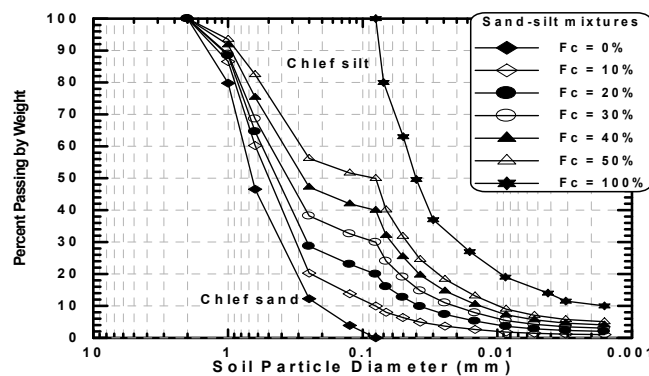


Figure 1. Grain size distribution curves of tested materials

**Table 1.** Index properties of tested materials

| Material           | F <sub>c</sub> (%) | G <sub>s</sub> | D <sub>10</sub> (mm) | D <sub>50</sub> (mm) | ESR   | MGSR | e <sub>min</sub> | e <sub>max</sub> | I <sub>p</sub> (%) |
|--------------------|--------------------|----------------|----------------------|----------------------|-------|------|------------------|------------------|--------------------|
| Chlef sand         | 0                  | 2.680          | 0.22                 | 0.68                 | 1.00  | 1.00 | 0.535            | 0.876            | -                  |
| Sand-silt mixtures | 10                 | 2.682          | 0.08                 | 0.50                 | 2.75  | 1.36 | 0.472            | 0.787            | -                  |
|                    | 20                 | 2.684          | 0.038                | 0.43                 | 5.79  | 1.58 | 0.431            | 0.729            | -                  |
|                    | 30                 | 2.686          | 0.022                | 0.37                 | 10.00 | 1.84 | 0.412            | 0.704            | -                  |
|                    | 40                 | 2.688          | 0.015                | 0.29                 | 14.67 | 2.35 | 0.478            | 0.796            | -                  |
|                    | 50                 | 2.690          | 0.011                | 0.08                 | 20    | 8.50 | 0.600            | 0.968            | -                  |
| Chlef silt         | 100                | 2.70           | 0.0017               | 0.039                | -     | -    | 0.72             | 1.137            | 5.0                |

### 2.2. Sample preparation

The dimensions of the samples were 70 mm in diameter and 70 mm in height ( $H/D = 1$ ) in order to avoid the appearance of shear banding (sliding surfaces) and buckling. To maintain a uniform density over the entire range of the sample height, the soil was prepared in seven layers and gently tamped in a symmetrical way to the sides of the sample mould. The lower layers were prepared at 1% lesser density than the higher layers to maintain a uniform density through the entire range of the sample height. This method was firstly proposed by Ladd [17] and modified by Chan [18] suggests a relative density difference of 1% between two successive layers. The resulting height to diameter ratio of one was kept constant. All samples were prepared by: first estimating the dry weights of sand and silt needed for a desired proportion into the loose, medium dense and dense states ( $D_r = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ) using undercompaction method of sample preparation which simulates a relatively homogeneous soil condition and ensure consistency of density throughout the sample. It is performed by compacting dry soil in layers to a selected percentage of the required dry unit weight of the specimen. The concept of undercompaction is based on the fact that when successive layers of sand are placed without undercompaction, the compaction of each succeeding layer can further densify the sand below it. In order to avoid this difficulty; the lower layers were compacted to a lower density than desired for the final density. For example, if an overall relative density of 50% is desired, the seven layers would be placed from bottom to top at relative densities of 47, 48, 49, 50, 51, 52 and 53% respectively. After the specimen has been formed, the specimen cap is placed and sealed with O-rings, and a partial vacuum of 15 to 25 kPa was applied to the specimen to reduce its probable disturbance.

### 2.3. Sample saturation

Saturation was performed by purging the dry specimen with carbon dioxide for approximately 20 min. Deaired water was then introduced into the specimen from the bottom drain line. Water was allowed to flow through the specimen until an amount equal to the void volume of the specimen was collected in a beaker through specimen's upper drain line. A minimum Skempton's coefficient value greater than 0.96 was obtained at a back pressure of 100 kPa.

### 2.4. Sample consolidation and shearing

When samples were fully saturated, they were subjected to consolidation. During consolidation the difference between all-around pressure and back pressure was set so that for each sample the effective consolidation pressure was fixed as 100 kPa. All undrained triaxial tests for this study were carried out at a constant strain rate of 0.167% per minute, which was slow enough to allow pore pressure change to equalize throughout the sample, with the pore pressure measured at the base of sample. All tests were continued up to 24% axial strain.

Figure 2 shows the variation of the dry unit weight  $\gamma_d$  ( $\text{g/cm}^3$ ) with the extreme void ratios ( $e_{\text{max}}$  and  $e_{\text{min}}$ ) of the different sand silt mixture samples reconstituted with initial relative densities of  $D_r = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ . As

can be seen in this Figure, the dry unit weight decreases linearly with the increase of the extreme void ratios ( $e_{max}$  and  $e_{min}$ ) for the initial relative densities under consideration. However, the dry unit weight slope lines of the minimum void ratio are more pronounced in comparison to those of the maximum void ratio. For given void ratio ( $e_{max}$  or  $e_{min}$ ), the dry unit weight increases with the increase of the initial relative density for the range of fines content under study.

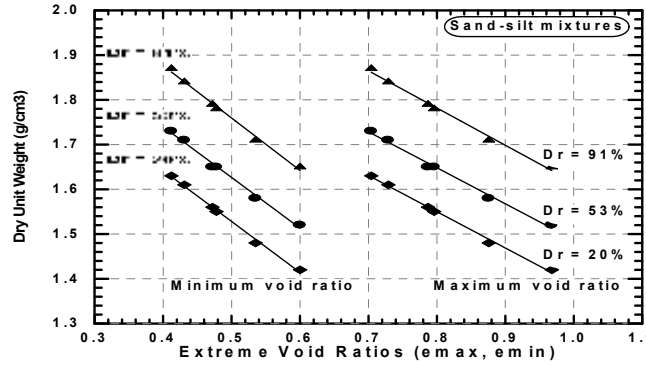
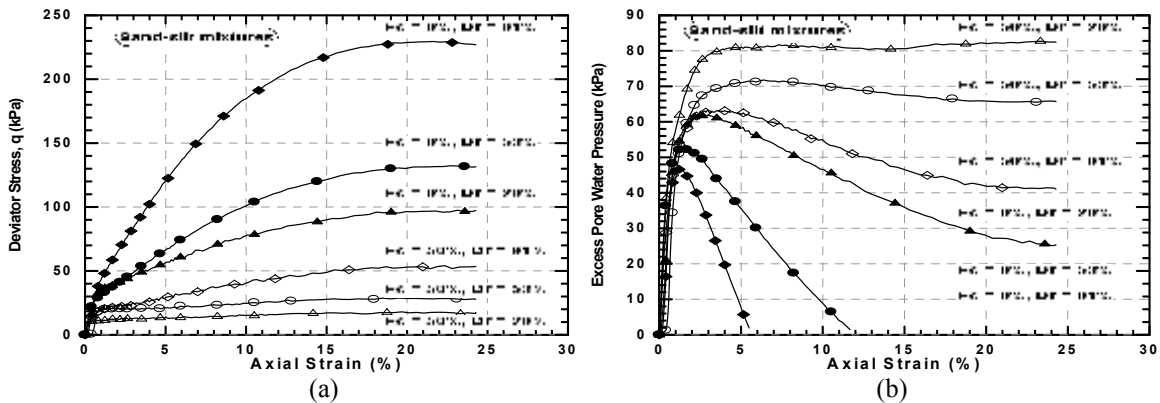


Figure 2. Variation of the dry unit weight with the extreme void ratios and fines content ( $\sigma_3 = 100$  kPa)

### 3. MONOTONIC TEST RESULTS

#### 3.1. Undrained compression loading tests

Figure 3 presents the undrained shear strength response of sand-silt mixture samples reconstituted with fines content of 0% and 50% at three selected densities ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ) and subjected to a constant confining pressure of 100 kPa. We notice, in general, the presence of low plastic fines fraction ( $I_p = 5\%$ ) has significant influence on the generation of the excess pore water pressure. Sand-silt samples with 50% fines content indicated an average of 35% excess pore water pressure increase (Figure 3b) when compared to sand without fines for the initial relative densities under consideration ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). This increase results from the role of the low plastic fines in increasing the contraction phase of the sand-silt mixtures leading to unstable structure of the samples. Thus, the liquefaction resistance of the mixtures decreases as illustrated in Figure 3a. Lade and Yamamuro [19] explained this behaviour in a way that the presence of low plastic fines makes the soil structure more compressible and therefore increase the potential of liquefaction of sand-silt mixtures in the range of 0-50% fines content. The influence of the presence of the low plastic fines ( $I_p = 5\%$ ) on the generated excess pore water pressure is clearly observed for 0% fines content and becomes very pronounced for 50% fines content for the initial relative densities under study ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). The outcome of the present study is in good agreement with the experimental work reported by Shen et al. [20] and Troncoso and Verdugo [21].



**Figure 3.** Undrained monotonic response of the sand-silt mixtures ( $\sigma_3'=100$  kPa)

Table 2 presents the summary of the undrained monotonic compression triaxial tests

**Table 2.** Summary of monotonic compression triaxial test results

| Test No | Material   | F <sub>C</sub> (%) | D <sub>r</sub> (%) | γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) | e     | Δu (kPa) |
|---------|------------|--------------------|--------------------|-------------------------------------|-------|----------|
| 1       | Sand       | 0                  | 20                 | 1.48                                | 0.808 | 62.0     |
| 2       |            |                    | 53                 | 1.58                                | 0.695 | 52.19    |
| 3       |            |                    | 91                 | 1.71                                | 0.566 | 48.20    |
| 4       | Silty sand | 10                 | 20                 | 1.56                                | 0.724 | 65.20    |
| 5       |            |                    | 53                 | 1.65                                | 0.620 | 55.59    |
| 6       |            |                    | 91                 | 1.79                                | 0.500 | 50.70    |
| 7       |            | 20                 | 20                 | 1.61                                | 0.669 | 70.60    |
| 8       |            |                    | 53                 | 1.71                                | 0.571 | 60.78    |
| 9       |            |                    | 91                 | 1.84                                | 0.458 | 53.20    |
| 10      |            | 30                 | 20                 | 1.63                                | 0.646 | 76.00    |
| 11      |            |                    | 53                 | 1.73                                | 0.549 | 63.00    |
| 12      |            |                    | 91                 | 1.87                                | 0.438 | 56.20    |
| 13      |            | 40                 | 20                 | 1.55                                | 0.732 | 78.30    |
| 14      |            |                    | 53                 | 1.65                                | 0.628 | 68.13    |
| 15      |            |                    | 91                 | 1.78                                | 0.507 | 60.7     |
| 16      | 50         | 20                 | 1.42               | 0.894                               | 82.70 |          |
| 17      |            | 53                 | 1.52               | 0.773                               | 71.76 |          |
| 18      |            | 91                 | 1.65               | 0.633                               | 66.50 |          |

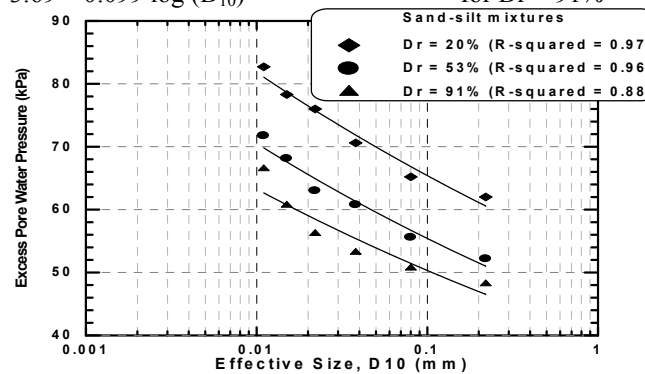
### 3.2. Effect of the effective size on excess pore water pressure

Figure 4 shows a good logarithmic correlation relating the excess pore water pressure (Δu) to the effective size (D<sub>10</sub>) and fines content. It is clear from this figure that the excess pore water pressure increases in a logarithmic manner with the decrease of the effective size and increase of the fines content for the initial relative densities under consideration (D<sub>r</sub> = 20%, 53% and 91%). The following equations are suggested relating the logarithm of the excess pore water pressure to the logarithm of the effective size for the different fines contents under consideration:

$$\log (\Delta u) = 3.96 - 0.097 \log (D_{10}) \quad \text{for } D_r = 20\% \quad (1)$$

$$\log (\Delta u) = 3.77 - 0.105 \log (D_{10}) \quad \text{for } D_r = 53\% \quad (2)$$

$$\log (\Delta u) = 3.69 - 0.099 \log (D_{10}) \quad \text{for } D_r = 91\% \quad (3)$$



**Figure 4.** Excess pore water pressure versus effective size and fines' content ( $\sigma_3'=100$  kPa)

### 3.3. Effect of the mean grain size on excess pore water pressure

Figure 5 illustrates the excess pore water pressure versus mean grain size at various initial relative densities ( $D_r = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). It can be seen from this figure that the logarithm of the generated pore water pressure of the sand-silt mixtures,  $\log(\Delta u)$  correlates very well with the mean grain size ( $D_{50}$ ) for the range of fines contents tested ( $R^2 = 0.92$  for  $D_r = 20\%$ ,  $R^2 = 0.94$  for  $D_r = 53\%$  and  $R^2 = 0.96$  for  $D_r = 91\%$ ). The influence of the mean grain size ( $D_{50}$ ) on the generated excess pore water pressure is clearly observed for the lower values of the mean grain size ( $D_{50} = 0.08\text{mm}$  and  $0.29\text{ mm}$ ), and becomes very pronounced for higher values of the mean grain size. In this laboratory investigation, for the range of  $0\%$  to  $50\%$  fines' content in normally consolidated undrained triaxial compression tests, the following expressions are suggested to evaluate the excess pore water pressure, which is a function of mean grain size ( $D_{50}$ ):

$$\log(\Delta u) = 4.48 - 0.53(D_{50}) \quad \text{for } D_r = 20\% \quad (4)$$

$$\log(\Delta u) = 4.35 - 0.58(D_{50}) \quad \text{for } D_r = 53\% \quad (5)$$

$$\log(\Delta u) = 4.24 - 0.58(D_{50}) \quad \text{for } D_r = 91\% \quad (6)$$

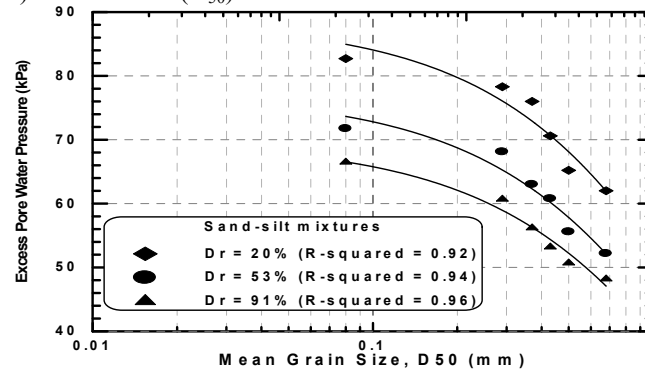


Figure 5. Excess pore water pressure versus mean grain size at various relative densities ( $\sigma_3' = 100\text{ kPa}$ )

### 3.5. Effect of the effective size ratio (ESR) on excess pore water pressure

Figure 6 shows the variation of the excess pore water pressure ( $\Delta u$ ) versus the effective size ratio (ESR) at various initial relative densities ( $D_r = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). It is clear from this Figure that the excess pore water pressure ( $\Delta u$ ) and the effective size ratio (ESR) display a good linear relation ( $R^2 = 0.95$  for  $D_r = 20\%$ ,  $R^2 = 0.97$  for  $D_r = 53\%$  and  $R^2 = 0.99$  for  $D_r = 91\%$ ). For the samples reconstituted at the initial relative densities under consideration. Indeed, the excess pore water pressure increases with the increase of the effective size ratio. For a given effective size ratio, the excess pore water pressure decreases with the increase of the initial relative density. Thus, the structure of samples tends to be more stable, and the liquefaction resistance increases. The following expressions are suggested to evaluate the excess pore water pressure ( $\Delta u$ ) versus the effective size ratio (ESR):

$$\Delta u = 62.86 + 1.06(\text{ESR}) \quad \text{for } D_r = 20\% \quad (7)$$

$$\Delta u = 52.94 + 0.99(\text{ESR}) \quad \text{for } D_r = 53\% \quad (8)$$

$$\Delta u = 47.58 + 0.92(\text{ESR}) \quad \text{for } D_r = 91\% \quad (9)$$

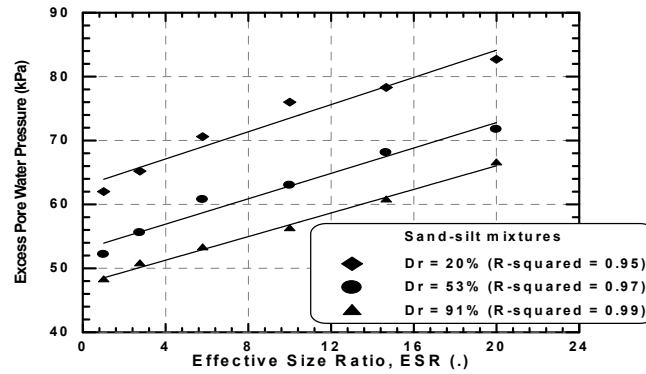


Figure 6. Excess pore pressure versus effective size ratio at various fines' contents ( $\sigma_3'$ =100 kPa)

### 3.6. Effect of the mean grain size ratio (MGSR) on excess pore water pressure

Figure 7 shows exhibits a good polynomial relation between the excess pore water pressure ( $\Delta u$ ) and the mean grain size ratio (MGSR). As it can be seen, the excess pore pressure increases as the mean grain size ratio increases up to the value MGSR = 5.6. Beyond this, it decreases with the increase of the mean grain size ratio for the loose, medium and dense state ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). For a given mean grain size ratio, the excess pore pressure decreases with the increase of the initial relative density. The following expressions are suggested to evaluate the excess pore water pressure versus the mean grain size ratio (MGSR):

$$\Delta u = 44.45 + 18.96 (\text{MGSR}) - 1.70 (\text{MGSR})^2 \quad \text{for } Dr = 20\% \quad (10)$$

$$\Delta u = 36.02 + 17.45 (\text{MGSR}) - 1.56 (\text{MGSR})^2 \quad \text{for } Dr = 53\% \quad (11)$$

$$\Delta u = 35.33 + 13.36 (\text{MGSR}) - 1.14 (\text{MGSR})^2 \quad \text{for } Dr = 91\% \quad (12)$$

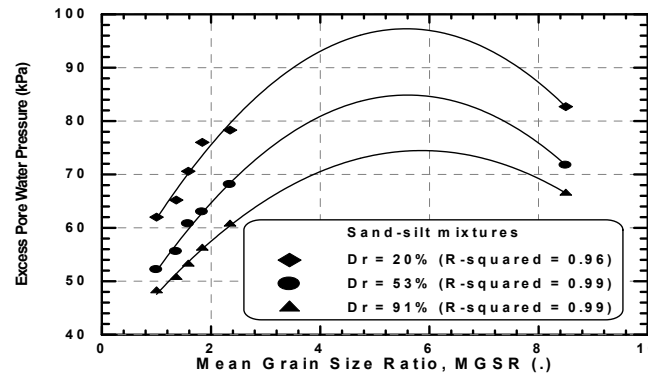


Figure 7. Excess pore pressure versus mean grain size ratio at various fines' contents ( $\sigma_3'$ =100 kPa)

## 4. Conclusion

A comprehensive laboratory investigation was undertaken to study the influence of soil gradation in terms of grading characteristics ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ , ESR, and MGSR) on generated excess pore water pressure characteristics of sand-silt mixtures through a series of undrained monotonic triaxial tests that were carried out on disturbed samples collected from liquefied sites at Chlef River, Algeria. In light of the experimental evidence, the following conclusions can be drawn:

1. Undrained monotonic triaxial compression tests performed on reconstituted sand-silt mixture samples at a constant confining pressure of 100 kPa and three selected relative densities ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ) showed that the grading characteristics control the generated excess pore water pressure of sand-silt mixture samples.
2. The excess pore water pressure ( $\Delta u$ ) increases in a logarithmic manner with the decrease of the effective size ( $D_{10}$ ) for the soil gradation and initial relative densities ( $Dr = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ) under consideration.

3. The logarithm of the generated pore water pressure of the sand-silt mixtures,  $\log(\Delta u)$  correlates very well with the mean grain size ( $D_{50}$ ) for the range of soil gradation tested ( $R^2 = 0.92$  for  $D_r = 20\%$ ,  $R^2 = 0.94$  for  $D_r = 53\%$  and  $R^2 = 0.96$  for  $D_r = 91\%$ ). The influence of the mean grain size ( $D_{50}$ ) on the generated excess pore water pressure is clearly observed for the lower values of the mean grain size ( $D_{50} = 0.08\text{mm}$  and  $0.29\text{ mm}$ ), and becomes very pronounced for higher values of the mean grain size.

4. The logarithm of the excess pore water pressure ( $\log(\Delta u)$ ) increases as the coefficient of uniformity ( $C_u$ ) increases for the initial relative densities under study. For a given coefficient of uniformity, the excess pore pressure decreases with the increase of the initial relative density. The excess pore water pressure increases moderately for the lower values of the coefficient of uniformity, however for higher values; it increases significantly with the increase of the coefficient of uniformity.

5. The excess pore water pressure ( $\Delta u$ ) and the effective size ratio (ESR) display a good linear relation ( $R^2 = 0.95$  for  $D_r = 20\%$ ,  $R^2 = 0.97$  for  $D_r = 53\%$  and  $R^2 = 0.99$  for  $D_r = 91\%$ ). for the samples reconstituted at the initial relative densities under consideration. Indeed, the excess pore water pressure increases with the increase of the effective size ratio. For a given effective size ratio, the excess pore water pressure decreases with the increase of the initial relative density. Thus, the structure of samples tends to be more stable, and the liquefaction resistance increases.

6. The excess pore pressure increases polynomially as the mean grain size ratio increases up to the value  $\text{MGSR} = 5.6$ . Beyond this, it decreases with the increase of the mean grain size ratio for the loose, medium dense and dense state ( $D_r = 20\%$ ,  $53\%$  and  $91\%$ ). For a given mean grain size ratio, the excess pore pressure decreases with the increase of the initial relative density.

## 5. REFERENCES

- [1] Zlatovic, S. & Ishihara, K. (1995) On the influence of non-plastic fines on residual strength. Proceedings of the first international conference on earthquake geotechnical engineering. Tokyo, 14- 16.
- [2] Lade, P.V. & Yamamuro, J.A. (1997). Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, 918-928.
- [3] Thevanayagam, S., Ravishankar, K. & Mohan, S. (1997). Effects of fines on monotonic undrained shear strength of sandy soils. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 20, n° 1, 394-406.
- [4] Thevanayagam, S. (1998) Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE, 124, n° 6, 479-491.
- [5] Yamamuro, J.A. & Lade, P.V. (1998) Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, n° 9, 868-877.
- [6] Amini, F. & Qi, G.Z. (2000) Liquefaction testing of stratified silty sands. Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, Proc. ASCE, vol. 126, n° 3, 208-217.
- [7] Naeini, S.A., (2001) The influence of silt presence and sample preparation on liquefaction potential of silty sands. PhD Dissertation, Tehran, Iran: Iran University of Science and Technology.
- [8] Naeini, S.A. & Baziar, M.H. (2004). Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, 181-187.
- [9] Sharafi, H. & Baziar, M.H. (2010). A laboratory study on the liquefaction resistance of Firouzkooh silty sands using hollow torsional system. EJGE, Vol. 15, 973-982.
- [10] Belkhatir, M., Arab, A., Della, N. & Schanz, T. (2012) Experimental study of undrained shear strength of silty sand: effect of fines and gradation. Geotechnical and Geological Engineering, May 2012, Volume 30, N° 5, pp 1103-1118.
- [11] Belkhatir, M., Arab, A., Schanz, T., Missoum, H., & Della N (2011) Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics. Granular Matter, Volume 13, N°5, pp. 599-609.
- [12] Vaid, Y.P., Fisher, J.M., Kuerbis, R.H., Negussey, D. (1990) Particle gradation and liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116 (4), pp. 698 – 703.
- [13] Polito, C.P. (1999). The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils. PhD Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.

- [14] Yilmaz, Y., and M. Mollamahmutoglu, Ozaydin, V. & Kayabali, K. (2008) Experimental investigation of the effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands. *Engineering Geology Journal*, Vol. 100, 91-100.
- [15] ASTM D 4253-00 (2002) Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. *Annual Book of ASTM Standards*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-14
- [16] ASTM D 4254-00 (2002) Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. *Annual Book of ASTM Standards*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-9
- [17] Ladd, R.S. (1978) Preparing test specimen using under compaction. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, 16-23.
- [18] Chan C.K. (1985): «Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user's manual», Soil Engineering Equipment Company, San Francisco.
- [19] Lade, P.V. & Yamamuro, J.A. (1997). Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, 918-928.
- [20] Shen, C.K., Vrymoed, J.L. & Uyeno, CK. (1977) The effects of fines on liquefaction of sands. *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng*, Tokyo, vol. 2, 381-385.
- [21] Troncoso, J.H. & Verdugo, R. (1985) Silt content and dynamic behaviour of tailing sands. *Proc., 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, San Francisco, 1311-1314.



### **3. Comportement des structures**

## ETUDE COMPARATIVE ENTRE L'ANALYSE PUSH-OVER ET LA MÉTHODE PROPOSÉE PAR LE RPA POUR L'ÉVALUATION DE FACTEUR DE COMPORTEMENT

ABDELHAK ZOHRA<sup>1</sup>, HASSAINE DAOUADJI TAHAR<sup>2</sup>, HADJI LAZRAG<sup>2</sup>, MEKKARI FATIMA<sup>2</sup>.

<sup>1</sup>UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, zar.ahak@yahoo.fr

<sup>2</sup>UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET

### Thème N°3

#### Résumé

La bonne compréhension du comportement sismique des structures à travers des modèles non linéaires sur la base de lois simplifiées reliant une déformation à son effort associe d'une part et d'autre part le développement de nouvelles méthodes non linéaires ont permis la formulation du facteur de comportement, facteur responsable de la réduction de l'effort sismique. Dans les règlements parasismiques notamment le RPA99, la prise en compte de comportement non linéaire d'une structure s'effectue de façon simplifiée par des valeurs forfaitaires de ce coefficient. Mais en réalité, ce facteur est une fonction complexe d'un nombre de paramètres est dont l'expression ne peut se résumer à une simple constante. L'objectif de ce travail est d'évaluer le facteur de comportement d'un portique en béton armé, en utilisant une méthode non linéaire désignée par l'analyse Push-Over, cette méthode permet d'évaluer ce facteur d'une manière plus précise.

**Mots –Clés :** Facteur de comportement, Analyse Push-Over, méthode non linéaire.

### 1. INTRODUCTION

Le dimensionnement des structures prend en compte de manière très approximative le comportement non linéaire de la structure par le biais d'un coefficient appelé "coefficient de comportement". La plupart des codes ou règlements, prennent en compte une valeur forfaitaire unique de ce facteur peu applicable à un même type de contreventement et ce quel que soit la zone sismique, l'intensité des charges verticales, etc...

La détermination de ce facteur de comportement présente une certaine difficulté car dépendant de plusieurs paramètres (type des matériaux utilisés, type de contreventement,...). Toutefois un coefficient de comportement global est retenu dans les calculs classiques.

Diverses méthodes récentes ont été utilisées dans le but d'établir la valeur de ce coefficient caractéristique de divers types d'ossature et permettant une prise en compte forfaitaire globale de leur capacité de dissipation d'énergie par des déformations plastiques. Parmi ces méthodes, l'Analyse Push-over qui consiste à évaluer au cours du temps les modifications des caractéristiques dynamiques de la structure (fréquences propres et modes propres) en fonction de paramètres caractérisant l'endommagement subi, ainsi l'évaluation précise du comportement non-linéaire attendue sur chaque élément structural.

### 2. FACTEUR DE COMPORTEMENT

Les sollicitations sismiques sont déduites par affinité d'un rapport 1/R de celles appliquées à sa structure résistante. Cette dernière est supposée douée d'un comportement idéal c'est à dire infiniment élastique et linéaire. Le coefficient 'R' est appelé facteur de comportement. Une définition plus restrictive consiste à dire que le facteur de comportement est essentiellement là pour traduire le fait que la structure en béton armé a un comportement différent de celui idéal supposé au début [1].

### 3. L'ANALYSE PUSH-OVER

L'analyse en poussée progressive « *Push-over* » en anglais est une analyse statique non linéaire [2] conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone. C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes. L'analyse *Push-over* s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement  $R$  dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous estimer fortement la capacité réelle de la structure.

### 4. FACTEUR DE COMPORTEMENT SELON CERTAINS REGLEMENTS PARASISMIQUES

#### 4.1. Facteur de comportement selon l'eurocode 8

Le facteur de comportement utilisé dans le règlement européen "Eurocode 8" [3], désigné par «  $q$  » et qui représente le rapport entre le spectre élastique et le spectre inélastique possède des valeurs comprises entre 1 et 5 (tableau 1). Le choix de ces valeurs tient compte du type de structure, du mode de contreventement, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments de cette structure. Ceci permet d'améliorer l'aptitude de ces éléments à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. De plus, l'eurocode 8 définit un facteur de réduction de la force  $q'$  dépendant de la période  $T$  et du facteur de comportement  $q$  selon l'expression suivante [4] :

$$q' = \frac{1 + \frac{T}{T_c}(\eta \beta_1 - 1)}{1 + \frac{T}{T_c}(\eta \frac{\beta_1}{q} - 1)} \quad \text{Si } T < T_c \quad (1)$$

$$q' = q \quad \text{Si } T > T_c \quad (2)$$

$T_c$  : Période caractéristique du sol ;

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement de la structure pris égale à 1 quand l'amortissement est de 5% ;

$\beta_1$  : Facteur d'amplification dynamique.

**Tableau 1.** Valeurs du facteur de comportement selon l'eurocode 8

| Type de structure |   | $q$ |
|-------------------|---|-----|
| Portique          |   | 5.0 |
| Système mixte     | Portique équivalent                     | 5.0 |
|                   | Mur à refend équivalent (avec couplage) | 5.0 |
|                   | Mur à refend (sans couplage)            | 4.5 |
| Système de voiles | Avec murs couplés.                      | 5.0 |
|                   | Avec murs découplés                     | 4.0 |
| Noyau             |   | 3.5 |
| Pendule inverse   |   | 2.0 |

#### 4.2. Facteur de comportement selon les nouvelles recommandations de RPA99 (d'année 2010)

Le règlement parasismique algérien *RPA 99* désigne le facteur de comportement par  $R$  [5]. Les nouvelles recommandations (d'année 2010) de notre règlement (*RPA 99 version 2003*), sont contenues quelques modifications concernant le coefficient de comportement qui touchent le type de contreventement en **béton armé** présentée par une diminution des certaines valeurs [6] ; le but de cette diminution est d'augmenter la marge sécuritaire des bâtiments pendant une excitation sismique. Ces modifications sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.** Valeurs du facteur de comportement selon les nouvelles recommandations

| Cat      | Description du système de contreventement                    | R   |
|----------|--|-----|
| <u>A</u> | <u>Béton armé</u>  |     |
| 1a       | Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide | 4   |
| 1b       | Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide | 2,5 |
| 2        | Voiles porteurs  | 3,5 |
| 3        | Noyau  | 3,5 |
| 4a       | Mixte portiques/voiles avec interaction                      | 4   |
| 4b       | Portiques contreventés par des voiles                        | 3.5 |
| 5        | Console verticale à masses réparties                         | 2   |
| 6        | Pendule inverse  | 2   |

#### 4.3. Facteur de comportement selon le règlement américain

Le facteur de comportement dans les règlements américains est noté « **R** ». Ses valeurs sont comprises entre 1 et 8. En 1980, des recherches expérimentales ont permis d'établir des courbes exprimant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Ces courbes permettent d'exprimer le facteur de comportement comme le produit de trois coefficients (expression 3) :

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_{\zeta} \quad (3)$$

$R_s$  : facteur de sur-résistance (rapport entre la force élastique et la force de calcul) ;

$R_{\mu}$  : facteur de réduction (rapport entre la force élastique et la force inélastique) ;

$R_{\zeta}$  : facteur d'amortissement.

Sans données complémentaires précises, les valeurs des facteurs  $R_s$  et  $R_{\zeta}$  sont prises égales à l'unité. Des études récentes [ATC 1995a)] adoptent une formulation similaire [4]:

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_R \quad (4)$$

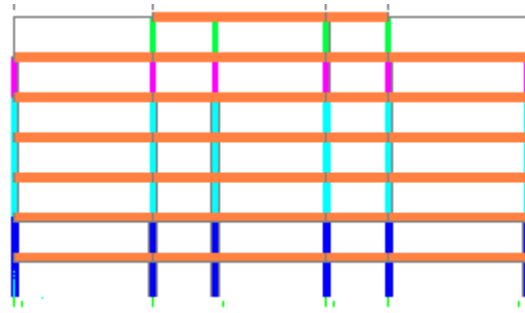
$R_R$ : facteur de redondance structurelle.

### 5. L'ETUDE COMPARATIVE D'UN PORTIQUE EN BETON ARME

Dans cette étude, on va déterminer ce coefficient de comportement en utilisant une formulation plus exacte basée sur le comportement réel de la structure et le comparé avec la valeur proposée par le RPA 99 (version 2003).

#### 5.1. Structure

Il s'agit d'étudier un portique en béton armé d'un hôpital constitué de plusieurs étages ( $R+6$ ) comme indiqué sur la figure (01), implanté à **Bejaia** classé en zone **IIa** d'après le RPA 99 (version 2003), les éléments de la structure sont des poteaux et des poutres de dimensions présentés sur le tableau ci-après, avec une hauteur d'étage qui est égale à **4.08m**.



**Figure 1.** Présentation du portique

**Tableau 3.** Dimensions des éléments constituant le portique

| Poteaux  | Niveaux             | Dimensions (cm <sup>2</sup> ) |
|--|---------------------|-------------------------------|
|  | RDC+1 <sup>er</sup> | 45x70                         |
| 2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> | 40x65               |                               |
| 5 <sup>ème</sup> étage                               | 35x60               |                               |
| 6 <sup>ème</sup> étage                               | 30x55               |                               |
| Poutres  | 35x100              |                               |

D'après le RPA 99 (version 2003), on a: Zone **IIa** et le groupe d'usage **1A**  $\Rightarrow$  (**A = 0,25**)

Portique en béton armé et le remplissage léger  $\Rightarrow$  ( $\xi = 6\%$ ) et  $\eta = \sqrt{7/(2+6)} = 0,9354 \geq 0,7$

Portiques auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide : **R = 5**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,20$

Pour un site meuble (S3) :  $T_1 = 0,15$  s,  $T_2 = 0,50$  s

La période fondamentale est déterminée par la formule suivante:  $T=C_T \cdot h_n^{3/4} = 0.618$  sec.

**h<sub>n</sub> (=28,56m)**: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

**C<sub>T</sub>(=0.05)** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie: C<sub>T</sub>=0.050).

### 5.2. Spectre élastique

La détermination du spectre de réponse élastique est obtenue à partir de la formulation du spectre inélastique en effectuant quelques opérations qui ont conduit aux expressions non classiques de l'accélération [7]. Les spectres élastiques sont représentés sur la figure (2) pour différents types de sols :

$$Sa(g) = \begin{cases} 1 + (2.5\eta - 1) \frac{T}{T_2} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 7,5\eta \left( \frac{T_2}{T^2} \right) & \text{si } T > 3,0\text{s} \end{cases} \quad (5)$$

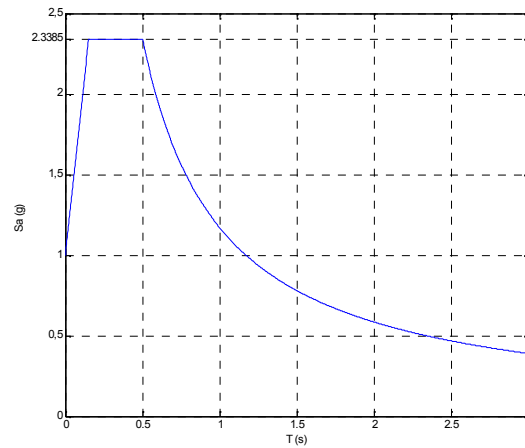


Figure 2. Spectre élastique du RPA99 pour site meuble

### 5.3. L'analyse Push-Over

#### 5.3.1. La courbe Push-Over

La courbe *Push-over* du bâtiment est obtenu en utilisant le logiciel *SAP2000* qui contient les différentes méthodes de calcul sismique (*Response Spectrum Function; Time History Function...*), ce logiciel à été développé par le CSI (*Computers and Structures Incorporation*) [5]. La courbe *Push-over* est une courbe non linéaire reliant l'effort tranchant à la base  $V$  et le déplacement du sommet de la structure  $x_t$  (figure 3).

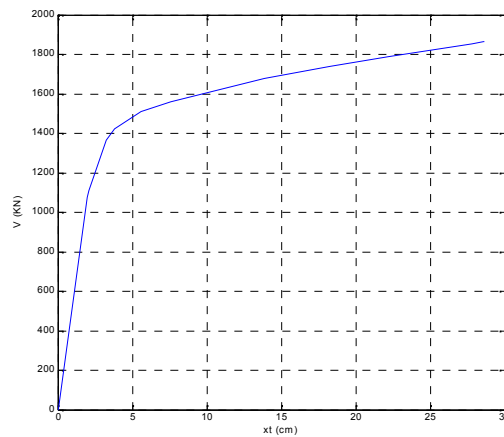
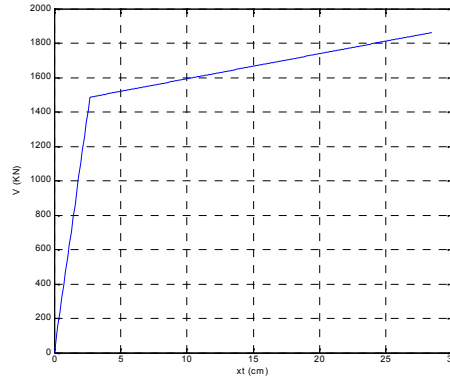


Figure 3. Courbe Push-over

#### 5.3.2. La courbe Push-Over idéalisée

Une procédure itérative basée sur le principe de l'égalité des aires est utilisée pour transformer la courbe *Push-Over* en une courbe bilinéaire. Les résultats des itérations ont donné la courbe représentée dans figure (4).



**Figure 4.** Courbe Push-over idéalisée

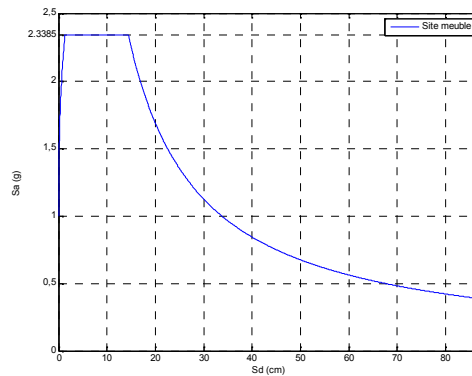
#### 5.4. Transformation des courbes

##### 5.4.1. Transformation du spectre élastique au format Accélérations-Déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ( $S_a-T$ ) au format accélérations-déplacements ( $S_a-S_d$ ) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (6)$$

Où :  $S_{ae}$  et  $S_{de}$  sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes  $T$ , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 6% (figure 5).

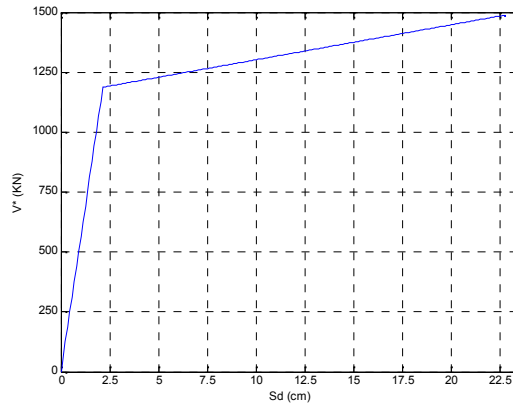


**Figure 5.** Spectre élastique format Accélération-Déplacement pour un site meuble

##### 5.4.2. La courbe Push-Over pour un système à un seul degré de liberté

La courbe push-over pour un système à plusieurs degrés de liberté est transformée à une courbe pour un système à un seul degré de liberté en divisant l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modal  $\Gamma_1$  donné par l'expression (7), on obtient  $\Gamma_1 = 1.2516$ , ce qui permet de tracer la courbe illustrée en figure (6) ci après.

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{t,1}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{t,1}^2} \quad (7)$$

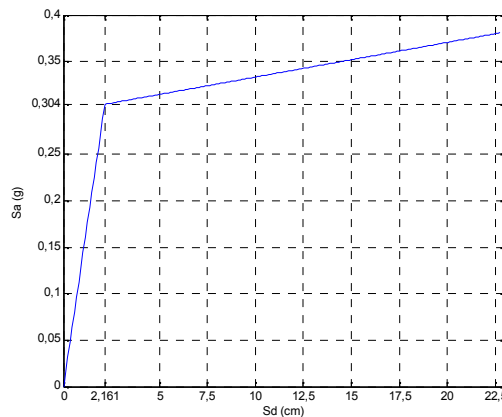


**Figure 6.** La courbe Push Over pour un système à un SDDL

#### 5.4.3. Courbe de capacité

La courbe de capacité décrit la relation entre l'accélération à la base au déplacement d'un oscillateur simple, cette courbe peut être facilement déterminée en divisant l'effort par la masse effective de la construction liée à l'amplitude du premier mode de vibration  $M_1^*$  donnée par l'équation (8), l'application de cette expression donne une valeur de **390.705 t** Donc on obtient la courbe représentée par la figure (7).

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^n m_j \phi_{t,1})^2}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{t,1}^2} 390.705 \text{ t} \quad (8)$$



**Figure 7.** Courbe de capacité

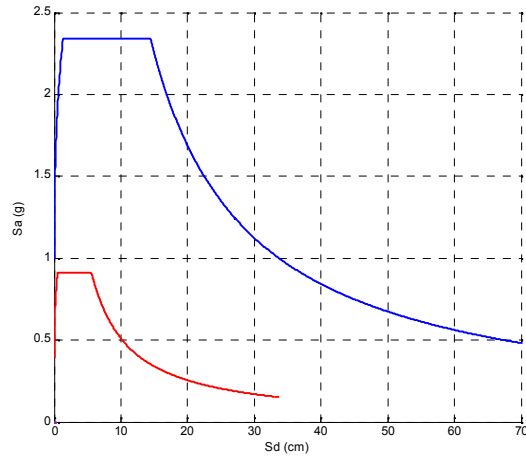
#### 5.4.4. Du spectre élastique au spectre inélastique

Le spectre inélastique se déduit du spectre élastique en réduisant ce dernier par le facteur de réduction  $R_\mu$  définie par la relation suivante :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{0.781}{0.304} = 2.5689 \quad (9)$$

Te lque :  $S_{ae}$ : L'accélération élastique ;  $S_{ay}$ : L'accélération à la limité élastique ;

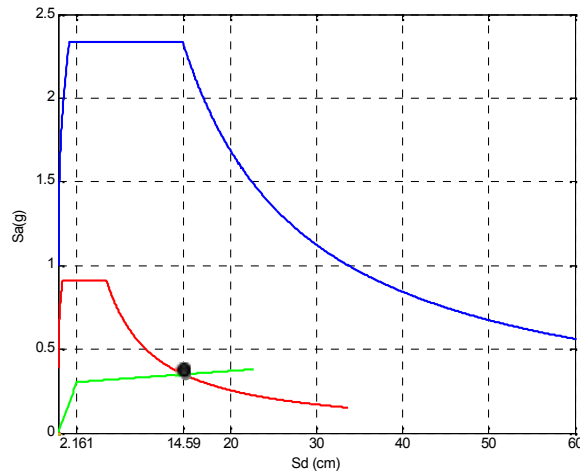




**Figure 8.** Spectre élastique et inélastique

### 5.5. Détermination de point de performance

La performance sismique du système équivalent à un seul degré de liberté est graphiquement représentée par l'intersection de la courbe de capacité et le spectre de réponse réduit.



**Figure 9.** Détermination de point de performance

En première lecture, les valeurs  $S_{dmax} = 14.59 \text{ cm}$  et  $S_{dy} = 2.161 \text{ cm}$  sont directement lus sur le graphique de la figure ci-dessus.

$S_{dmax}$  : Déplacement maximal du système à un seul degré de liberté ;  $S_{dy}$  : Déplacement à la limite élastique ;  
On peut donc calculer la ductilité, c'est le rapport entre les deux valeurs de ces déplacements :

$$\mu = \frac{S_{dmax}}{S_{dy}} = 6.75 \tag{10}$$

Le déplacement maximal du système à plusieurs degrés de liberté est obtenu en multipliant le déplacement maximal du système à un seul degré de liberté par le coefficient de participation modal :

$$x_t = S_{dmax} \cdot \Gamma_1 = 18.2 \text{ cm} \tag{11}$$

## 5.6. Evaluation des facteurs de réduction

### 5.6.1. Facteur de ductilité $R_\mu$

Puisque :  $T_{eq} = 1.4972 > T_c = 0.5$  s donc  $R_\mu = \mu = 6.75$

### 5.6.2. Facteur de réserve de résistance $R_s$

Sans données complémentaires précises, la valeur de facteurs  $R_s$  est prise égale à l'unité.

### 5.6.3. Facteur de redondance $R_R$

Dans le règlement parasismique algérien 99 (version 2003), le facteur de redondance est représenté par la relation suivante :  $R_R = 1/Q = 0.83$ .

### 5.6.4. Facteur de comportement $R$

Le facteur de réduction sismique est la multiplication des trois facteurs  $R_\mu$ ,  $R_s$  et  $R_R$  déterminés précédemment comme indiquée la relation suivante :

$$R = R_\mu \times R_s \times R_R = 5.40 \quad (12)$$

## 6. CONCLUSION

L'étude comparative qui a été faite, a permis de déterminer la valeur de facteur de comportement à travers une méthode plus exacte en la comparant avec celle proposée par le RPA 99 (version 2003) qui donne des valeurs non justifiées de ce facteur, par contre la méthode utilisée actuellement basée sur la notion de performance, permet de calculer ce facteur et donner des valeurs plus exacte . Les résultats obtenus ont permis d'avoir une valeur justifiée comparable à la valeur forfaitaire proposée par le RPA.

## Bibliographie

- [1] A.Coin, Une approche du calcul du coefficient de comportement, Con. Int. Batiment à murs porteurs en zone sismique. Paris Juin 1991.
- [2] André PLUMIER .Constructions en zone sismique (Chapitre 3: Réponse inélastique des structures aux séismes), Année: 2007, <http://www.4shared.com/file/upvePSaf/s14.html>.
- [3] Eurocode8. Design of structures for earthquake resistance, Janvier2003.
- [4] B.Borzi. Refined force reduction factors for seismic design, Engineering structures vol 22 pp 1244-126, Elsevier science2009.
- [5] RPA99 version 2003. Le règlement parasismique algérien, version2003, centre national des recherches appliquées en GP.
- [6] Ministre de l'habitat et de l'urbanisme MHU. RENCONTRE REGIONALE OUEST SUR LA REVISION DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/VERSION 2003, Organisée conjointement par : le centre national de recherche appliquée en Génie Civil Parasismique et L'organisation national de contrôle technique de la construction de l'ouest (CTC OUEST), Oran 10/06/2010.
- [7] N.Djebbar, A.Djebbar, A.Chair , A.Athmani . Evaluation du facteur de comportement préconise par le code RPA 99, SBEIDCO -1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) – October 12-14, 2009.

## EFFET DE LA SURELEVATION SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DE STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME

Sahoui Hamza<sup>1</sup>, Oubraham Chahrazed<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou, [sahamza16@yahoo.fr](mailto:sahamza16@yahoo.fr)

<sup>2</sup> Université M'hamed BOUGARA Boumerdes, [glycine2006@yahoo.fr](mailto:glycine2006@yahoo.fr)

### Thème N° 3 : Comportement des Structures et des Sols.

#### Résumé

L'objectif du présent travail consiste en l'étude de l'effet de la surélévation sur le comportement sismique de structures en portiques en béton armé. Pour cela, on effectue une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (analyse pushover) du comportement élasto-plastique du portique en considérant différentes hauteurs, exprimées en terme du nombre d'étages. Les poutres et poteaux du portique en béton armé étudié sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Les résultats présentés sont les courbes de capacité obtenues pour les différentes hauteurs considérées et les mécanismes plastiques qui nous renseignent sur la formation et la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux, poutres et poteaux, du portique.

**Mots –Clés :** portique en béton armé, surélévation, analyse pushover, mécanisme plastique, comportement sismique.

#### 1. INTRODUCTION

La résistance d'un ouvrage à l'action sismique dépend essentiellement de sa hauteur et de son importance, et tout changement ou une éventuelle modification de sa configuration structurale, en particulier sa surélévation, et ce, en ajoutant d'autres étages non prévus initialement, causerait une diminution notable des résistances des sections en béton armé des éléments structuraux, poutres et poteaux, du portique. En effet, les étages supplémentaires apportent des masses en plus qui viennent s'ajouter à celles déjà existantes, ce qui aurait comme conséquence l'amplification des sollicitations agissant sur les éléments structuraux, poutres et poteaux, des niveaux inférieurs, en plus de leur influence d'une manière significative sur le comportement dynamique de la structure tels que sa résistance, sa rigidité et sa ductilité durant un évènement sismique. En d'autres termes, cela aurait une incidence négative sur le comportement élasto-plastique de la structure et de sa capacité à dissiper de l'énergie sismique par déformations plastiques, c'est-à-dire, sur la formation et la distribution des rotules plastiques dans la structure, donc sur son mécanisme de ruine.

La configuration structurale d'un ouvrage, notamment sa hauteur, est généralement fixée et arrêtée dans la phase de l'étude selon des paramètres bien définis. Sauf que, dans la pratique, après l'achèvement et la mise en exploitation de l'ouvrage, ou bien au cours de sa réalisation, le propriétaire, pour diverses raisons, émet le souhait et envisage d'ajouter d'autres étages pour la surélévation du bâtiment. Ainsi, les sollicitations agissant sur les éléments structuraux, poutres et poteaux, qui ont servi à leur dimensionnement en bureau d'étude, se trouvent amplifiées, et le sort de l'ouvrage en question (surélever et achever ou bien renforcer d'abords !?) dépend de l'influence et de l'effet de cette surélévation sur le comportement et la résistance de l'ouvrage à l'action sismique.

Le présent travail consiste en l'étude de l'effet de la surélévation sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé.

#### 2. STRUCTURES ETUDIÉES

Un portique plan de deux étages (R+2), et de trois travées, de hauteurs du rez-de-chaussée de 4m et l'étage de 3m. La structure est supposée encadrée à sa base.

Les charges gravitaires sont évaluées comme suit : Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à  $5.8 \text{ kN/m}^2$  et celles du plancher courant à  $5.1 \text{ kN/m}^2$ . Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de  $1 \text{ kN/m}^2$  et celles du plancher courant de  $1.5 \text{ kN/m}^2$ .

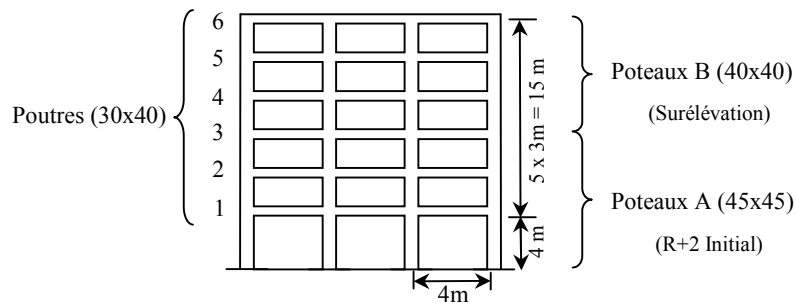
Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier, à l'aide du logiciel SAP 2000 [1], en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/version 2003 [2]. Le dimensionnement du portique est effectué selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 [3] et le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003 [2], sur la base d'une résistance caractéristique à 28 jours du béton égale à 25 MPa et une limite d'élasticité pour les armatures longitudinales et transversales égale à 500 MPa tant pour les poteaux que pour les poutres.

Les sections d'acier des poutres portées au tableau 1 représentent le ferrailage des sections d'extrémité, les plus sollicitées, de ces éléments structuraux du portique, et elles constituent les zones de formation de rotules plastiques.

Ces sections de béton des poutres et des poteaux et leurs ferrillages satisfont l'article 7.6.2 du code RPA99/version 2003 [2], qui stipule que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Après le dimensionnement du portique, on effectue des analyses non-linéaires en poussée progressive (analyse *pushover*) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes, en tenant compte de la surélévation, à chaque analyse, successivement, d'un étage (R+3), de deux étages (R+4) et de trois étages (R+5).

**Tableau 1.** Les sections de ferrailage aux extrémités des poutres et des poteaux.

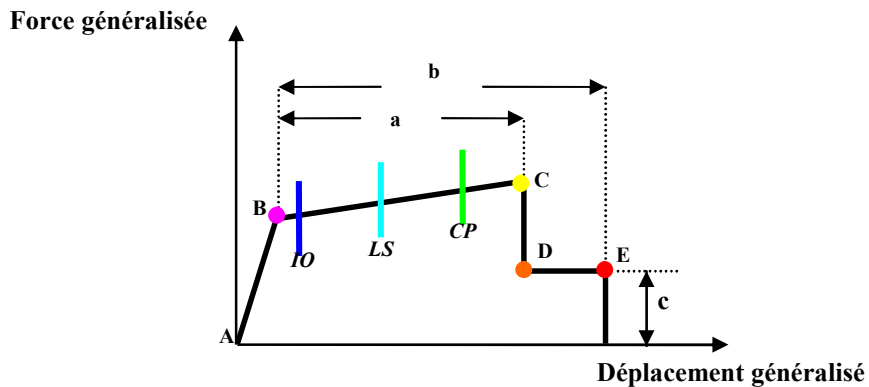
|  |           |                   |           |           |           |           |
|--|-----------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|  |           |                   |           |           |           |           |
| Poutres (30x40)  |           |                   |           |           |           |           |
| Niveaux  | 1         | 2                 | 3         | 4         | 5         | 6         |
| $A_{\text{superieur}}$   | 3T20+3T12 | 3T16+3T14         | 3T14+3T12 | 3T14+3T12 | 3T14+3T12 | 3T14+3T12 |
| $A_{\text{inferieur}}$   | 3T12+2T12 | 3T12+2T12         | 3T12+2T12 | 3T12+2T12 | 3T12+2T12 | 3T12+2T12 |
| Poteaux  |           |                   |           |           |           |           |
| Poteaux A (45x45)  | 12T16     | Poteaux B (40x40) |           | 4T16+8T14 |           |           |

### 3. MODELISATION ET ANALYSE PUSHOVER

#### 3.1. Modélisation non-linéaire des poutres et des poteaux

La modélisation des poutres et poteaux du portique en béton armé étudié, est effectuée en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement [4]. Ils sont modélisés par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant le code FEMA 273 [5] le code américain ACI 318-95 [6].

La figure 1 illustre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique ainsi que les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [5].



**Figure 1.** Loi Force-déplacement idéalisée pour les poutres et poteaux en béton armé.

Dans les analyses, trois points présentant trois niveaux de dommages (ou niveaux de performance) sont définis sur la courbe Force-déplacement de la figure 1 :

- Niveau IO = *Immediate Occupancy* (Occupation immédiate).
- Niveau LS = *Life Safety* (Sécurité de vie).
- Niveau CP = *Collapse Prevention* (Prévention de ruine).

#### 3.2. Analyse Pushover

L'analyse en poussée progressive (*pushover* en anglais) est une analyse statique non-linéaire. Elle est appliquée pour vérifier la performance sismique des structures [7], en particulier pour : évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation et la distribution des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine et évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure.

Le résultat de l'analyse pushover est une courbe de " capacité " de la structure (appelée aussi courbe pushover), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (V) de cette dernière et le déplacement de contrôle (d), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier.

## 4. RESULTATS DE L'ETUDE

Pour le portique étudié, les analyses *pushover* sont effectuées en tenant compte de la surélévation, à chaque analyse, successivement, d'un étage (R+3), de deux étages (R+4) et de trois étages (R+5).

Les résultats présentés sont les courbes de capacité obtenues pour les différentes surélévations mentionnées ci-haut et les mécanismes plastiques qui nous renseignent sur la formation et la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux, poutres et poteaux, du portique.

### 4.1. Courbes de capacité

La figure 2 montre les courbes de capacité pour les différentes surélévations considérées du portique. L'effet de la surélévation se manifeste sous les aspects suivants dans la réponse du portique :

- Diminution de la raideur initiale du portique. Cette diminution est, par rapport au portique initial (R+2), de 26% pour le portique (R+3), de 42% pour le portique (R+4) et de 52% pour le portique (R+5).
- Diminution de la résistance ultime du portique par rapport au portique initial (R+2). Cette diminution est de : 6% pour le portique (R+3), de 12% pour le portique (R+4) et de 17% pour le portique (R+5).
- Augmentation du déplacement en tête du portique par rapport au portique initial (R+2). Cette augmentation est de : 32% pour le portique (R+3), de 53% pour le portique (R+4) et de 59% pour le portique (R+5).

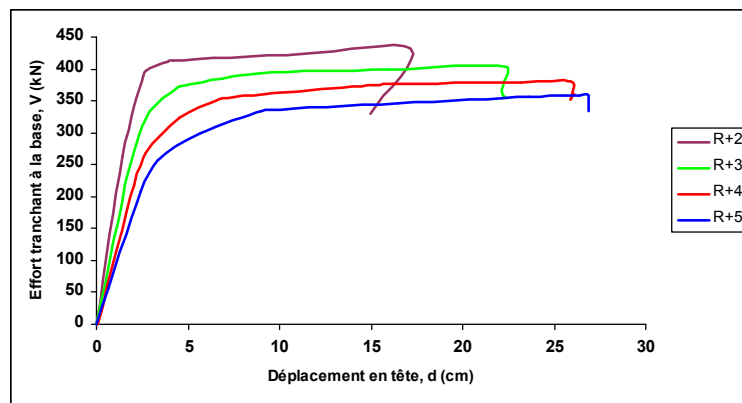


Figure 2. Courbes de capacité pour les différentes surélévations considérées du portique.

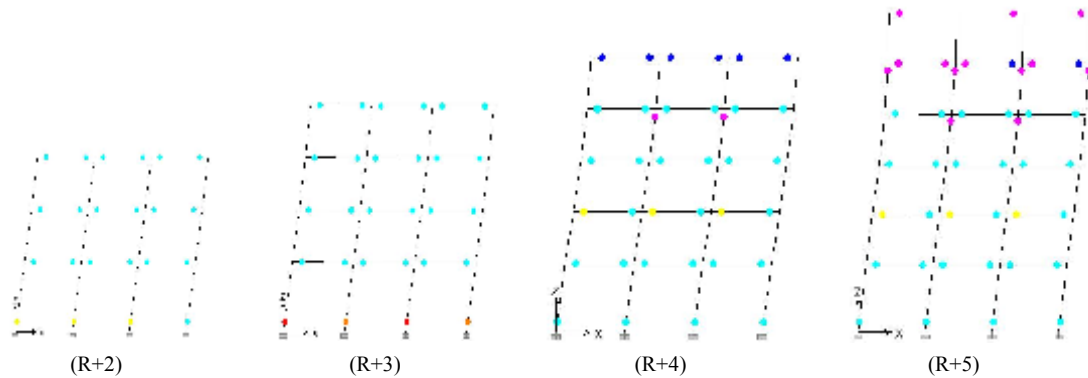
### 4.2. Mécanismes de ruine

La figure 3 montre les mécanismes de ruine pour les différentes surélévations considérées du portique et les rotules plastiques formées à ce stade. Les différentes couleurs des rotules plastiques indiquent le niveau de déformation de la rotule plastique.

Pour les portiques (R+2) et (R+3), le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée. C'est le mécanisme de ruine souhaité par le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003 [1].

Par contre, pour les portiques (R+4) et (R+5), le mécanisme de ruine n'est pas un mécanisme plastique global. En effet, en plus des rotules plastiques formées dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée,

d'autres rotules ont fait leur apparition en tête des deux poteaux centraux du troisième étage des deux portiques, et aussi en tête de tous les poteaux du quatrième étage du portique (R+5).



**Figure 3.** Mécanismes de ruine des différents cas de surélévations considérés.

## 5. CONCLUSIONS

L'étude de l'effet de la surélévation sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé était l'objet de cette étude.

De ce qui précède, on peut conclure que la résistance à l'action sismique des structures en portique en béton armé dépend de sa configuration structurale, en particulier de sa hauteur. Ainsi, leur éventuelle surélévation pourrait avoir un effet néfaste sur leur comportement sismique lors d'un événement sismique. Ceci peut se manifester sous plusieurs aspects, à savoir : la diminution de la raideur initiale du portique et de sa résistance ultime, ou par l'aggravation et l'augmentation des déplacements en tête du portique...etc, ce qui se traduit par une ruine prématurée, soit à l'échelle locale de l'élément ou globale de l'ouvrage et ce par la formation de rotules plastiques en pied et en tête des poteaux.

## Bibliographie

- [1] Computers and Structures Inc. (CSI), 1995, SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V8.08N, Berkeley, California.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes (RPA) 1999/Version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [3] BAEL 91, 1992, Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.
- [4] Paulay T. and Priestly, 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Edition John Wiley and Sons, Inc.
- [5] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.
- [6] ACI, 1995, Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A.
- [7] R. Bento, S. Falcao, F. Rodrigues, 2004, Nonlinear Static Procedures in Performance Based Seismic Design, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2522.

## COMPORTEMENT DES REMPLISSAGES DANS LES STRUCTURES SOUMISES AUX CHARGES HORIZONTALES

**MEZIGHECHE<sup>1</sup>, MERZOU<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Laboratoire de Génie Civil, Université Badji Mokhtar, B.P 12 Annaba, Algérie  
nawel.mezigheche@lgc-univ-annaba.dz

<sup>2</sup> Laboratoire de Génie Civil, Université Badji Mokhtar, B.P 12 Annaba, Algérie

### **ThèmeN°3 : Comportement des structures et des sols.**

#### **Résumé :**

*Les remplissages en maçonnerie sont inévitables dans les structures autostables. Mais leur contribution à reprendre les efforts est généralement négligée dans les calculs de structures. Suite à des recherches entreprises ces dernières années, il a été démontré que les remplissages peuvent participer à la résistance et à la rigidité des structures. Il a été également montré que la présence des remplissages peut avoir une contribution significative à la dissipation de la capacité d'énergie.*

*On peut aussi constater qu'un cadre soumis à des charges horizontales, il se sépare du remplissage au niveau des coins la diagonale tendue, on peut dans ce cas remplacer le panneau de remplissage par une diagonale comprimée équivalente de largeur « w ». Cette théorie a été initiée par Stafford Smith (1962), et la valeur de largeur de cette diagonale comprimée varie en fonction de la rigidité relative cadre-remplissage, ainsi de la forme ou rectangulaire des panneaux de remplissage.*

**Mots -Clés :** briques, maçonnerie, remplissage, structure, séisme, compression diagonale.

### **1. INTRODUCTION**

La compression diagonale est une caractéristique très importante dans la conception des structures à remplissages en maçonnerie soumises aux efforts horizontaux (séismes ou au vent), et aux efforts gravitaires (charges permanentes et surcharges d'exploitation). Ces différentes charges peuvent intervenir en même temps, leur résultante sera composée donc d'un effort incliné.

Les expériences catastrophiques en Algérie montrent que le comportement sismique des structures avec remplissage en maçonnerie n'a pas toujours été très performant, d'où la nécessité d'améliorer notre connaissance de ce type de matériau est obligatoire.

Récemment, il a été montré qu'il existe une forte interaction entre le remplissage en maçonnerie et l'élément en béton armé qui l'entourent, qui conduit à :

- un comportement des portiques qui est influencé critique ment par les propriétés de la maçonnerie.
- une augmentation considérable de la rigidité de l'ensemble ( du moment d'inertie dans le plan des portiques , de l'énergie de dissipation et la redistribution des effets, des actions et des fois des dommages au niveau des portiques .

Approximativement 80% du coût des dommages des structure par les séismes sont ceux qui proviennent des murs de remplissage et les dommages conséquent des ouvertures (portes et fenêtres) installation électriques et hydrauliques.

Malgré leur large application et leur économie significative, ces structures nécessitent une modélisation analytique, les raisons suivantes peuvent expliquer la situation :

- la complexité et la particularité du matériau du remplissage.
- la condition de contact le long de l'interface du remplissage avec le béton qui l'entour
- le comportement non linéaire des portiques remplis dépend de la séparation des panneaux de remplissage des éléments qui l'entourent

Dans la plus part des travaux publiés concernant l'utilisation des modèles continus anisotropes, la maçonnerie est considérée comme un matériau composite ou l'effet des joints de mortier et de la fissuration sont pris en compte de manière répartie dans la masse du matériau, ces modèles de type globale sont pas toujours capables de représenter tous les mécanismes de rupture caractérisant la maçonnerie spécialement ceux associées à la friction et au glissement.

### **2. VALIDATION DU MODELE**

Avant d'entreprendre des modèles de cadres remplis avec différents types de maçonneries ayant différents modules d'élasticité ,en utilisant le code de calcul Abaqus et pour pouvoir généraliser à tout type de remplissage,



nous devons prendre un modèle déjà établi et vérifier pour pouvoir valider nos calculs.

## 2.1. Hypothèses du modèle

Nous avons pris un exemple traité par P.G (2008), et pour être dans les mêmes conditions que l'article de référence, nous avons opté pour le modèle numérique montré sur la figure 1, identique à celui proposé par Asteris P.G (2008) de la figure 2. Le modèle proposé dans nos calculs a été légèrement modifié par rapport au modèle de comparaison, puisqu'on nous avons considéré une charge surfacique au nœud du cadre de 0.25 MPa, équivalent à la charge de 30 kN proposée par l'auteur de l'article, pour raison de précision dans les calculs.

Nous avons considéré, tel que proposé par l'article pris le module d'élasticité du cadre en béton armé de 29000 MPa, et un coefficient de Poisson de 0.20, et pour la maçonnerie un module d'élasticité dans la direction normale aux joints de 7500 MPa, et un coefficient de Poisson correspondant de 0.32.

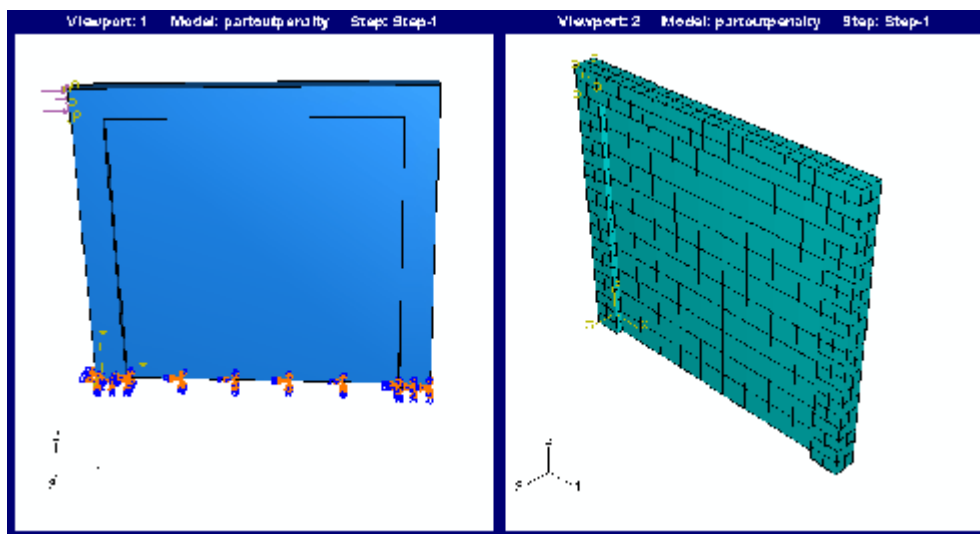


Figure 1. Modèle conçu avec Abaqus et maillage du modèle.

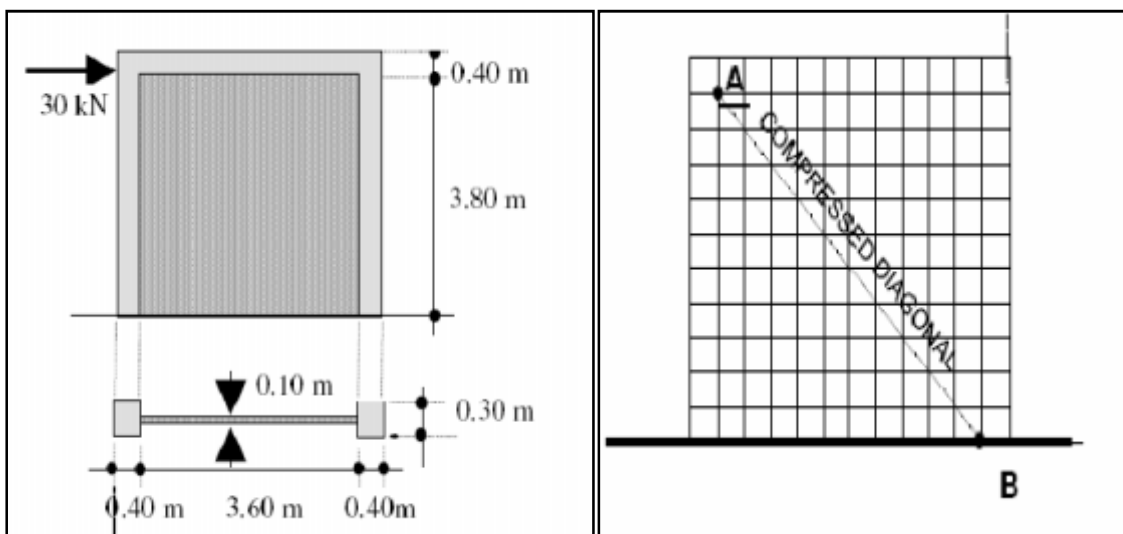


Figure 2. Modèle conçu par Asteris P.G (2008) et maillage du modèle.

## 2.2. Validation du modèle de référence

Les résultats obtenus dans les panneaux sont représentés sur la figure 3 pour les contraintes S11 dans la direction normale au chargement, sur la figure 4 pour les contraintes S22 dans la direction perpendiculaire au chargement et la figure 5 pour les contraintes de cisaillement S12.

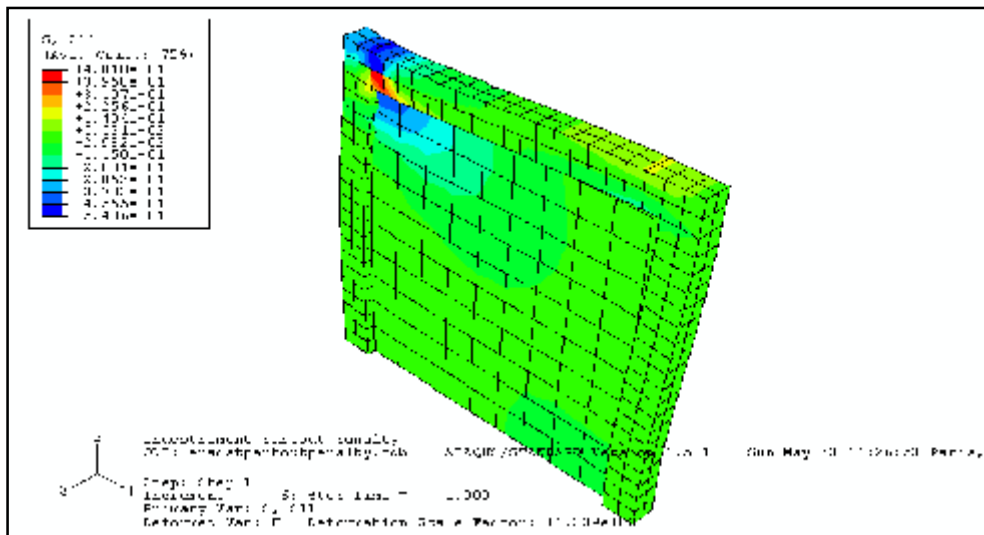


Figure 3. Résultats des contraintes S11 dans la direction du chargement.

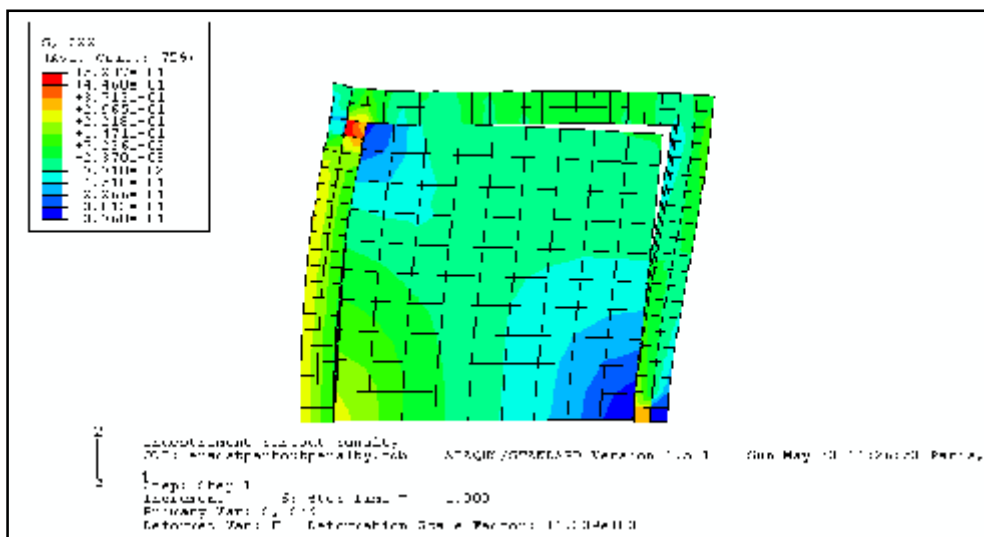


Figure 4. Résultats des contraintes S22 dans la direction normale au chargement.

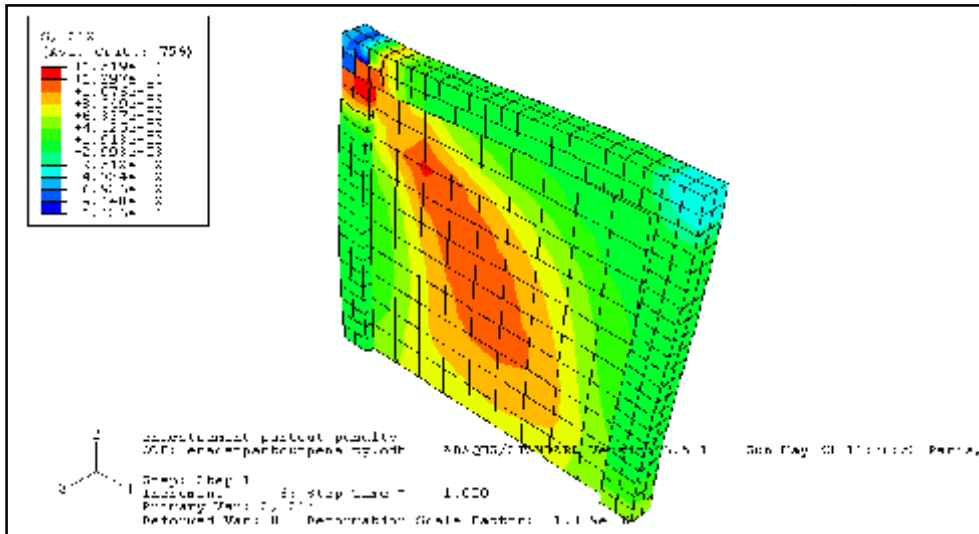


Figure 5. Résultats des contraintes S12 de cisaillement.

### 2.3 .Résultats numériques obtenus :

Nous avons choisi certaines zones du maillage pour représenter les valeurs des contraintes trouvées et les comparer à celles obtenues par Asteris P.G (2008). Les zones choisies sont représentés sur le schéma de la figure 6. Les points du maillage au milieu du panneau du bas vers le haut sont représentés par des cercles en bleu, sur la diagonale comprimée du bas vers le haut par des carrés verts, sur la diagonale tendue du bas vers le haut par des triangles rouges, et au milieu du panneau dans le sens horizontal de gauche à droite par des flèches en noir.

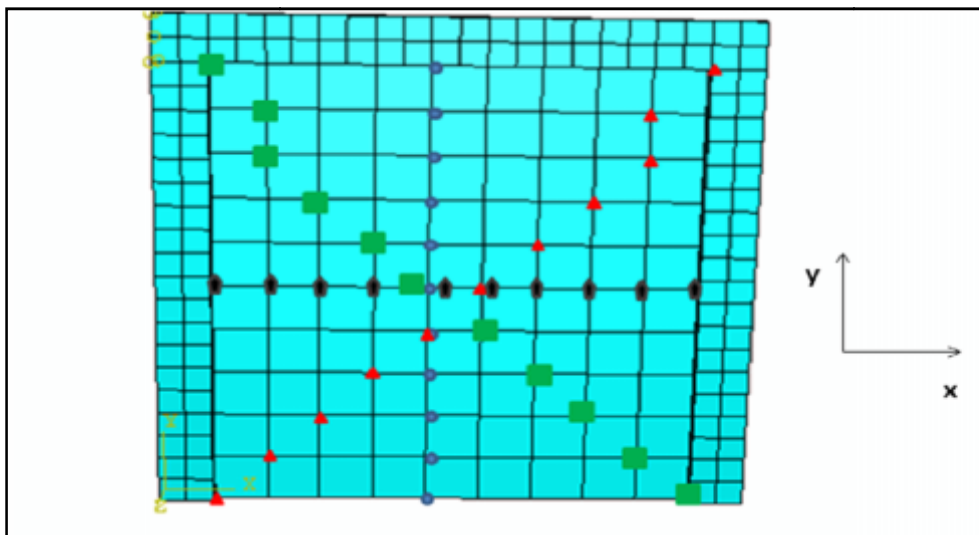


Figure 6. Coordonnées des points de calcul des contraintes.

Les valeurs de contraintes correspondantes à la valeur extrême sont représentées au niveau du remplissage dans différents endroits. On a représenté uniquement les contraintes normales  $\sigma_x$  dans la direction x (dans le cas

Abaqus S11), les contraintes normales  $\sigma_y$  dans la direction y (S22), et les contraintes de cisaillement  $\sigma_{xy}$  (S12 selon nomenclature Abaqus).

Les valeurs numériques représentées sur les figures 3 à 5 ont été également représentés sur les courbes des figures 7 et 8 en différents endroits spécifiés sur les légendes et titres des courbes, selon le schéma de la figure 6.

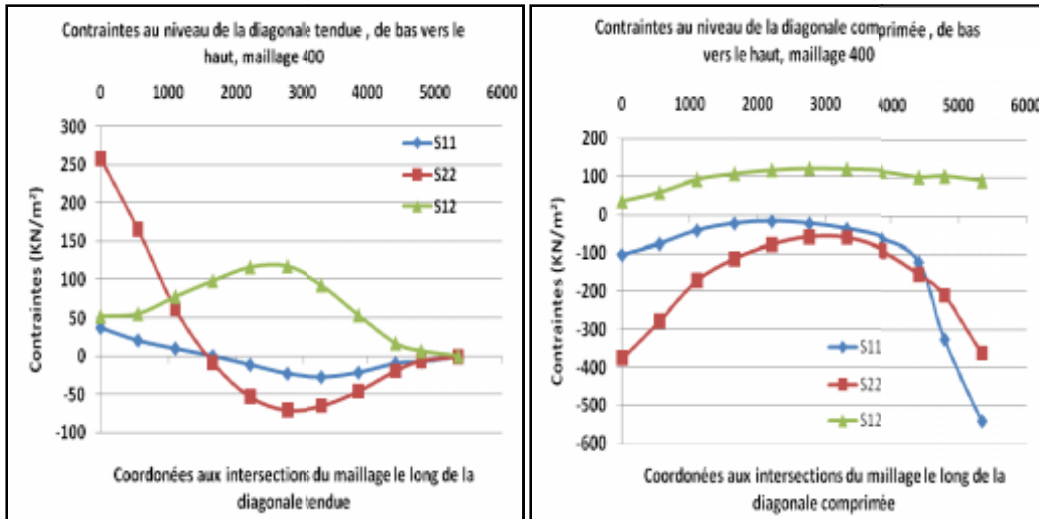


Figure 7. Résultats des contraintes au niveau de la diagonale tendue et comprimée.

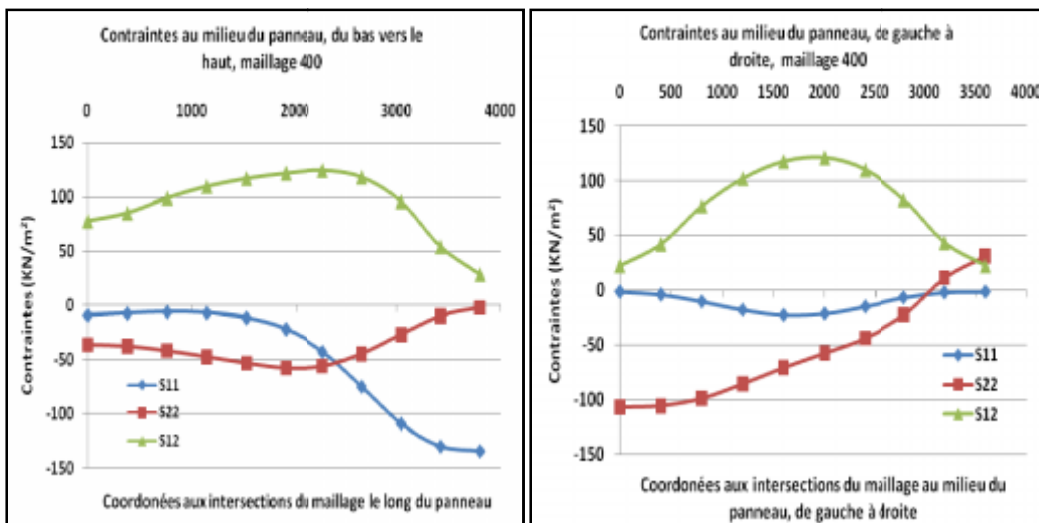


Figure 8. Résultats des contraintes au milieu du panneau du bas vers le haut et au milieu horizontal du panneau, de gauche à droite.

Les résultats trouvés par Asteris P.G (2008) ont été représentés graphiquement sur la figure 9 pour les contraintes normales dans la direction x, sur la figure 10 pour les contraintes normales dans la direction y, et sur la figure 11 pour les contraintes de cisaillement.

On constate que les valeurs obtenues par la modélisation élaborée par Abaqus sont assez proches des résultats obtenus par Asteris P.G (2008), malgré certaines simplifications portées, tel que la considération de deux modules d'élasticité dans les deux directions, et le changement de la charge concentrée de 30 KN, par son équivalent en charge uniforme de 0.25 MPa, appliquée au même endroit de la structure.

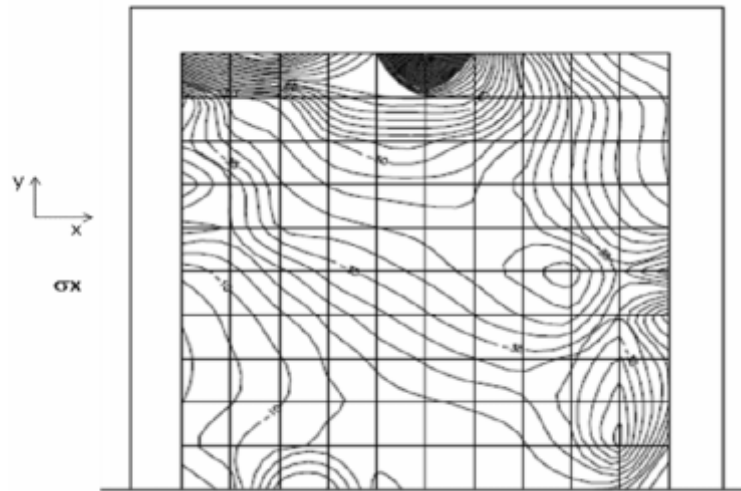


Figure 9. Résultats des contraintes normales suivant x dans le remplissage.

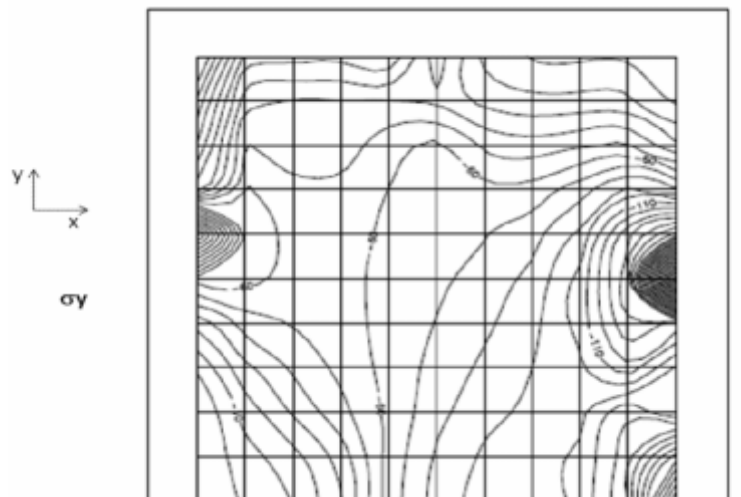


Figure 10. Résultats des contraintes normales suivant y dans le remplissage.

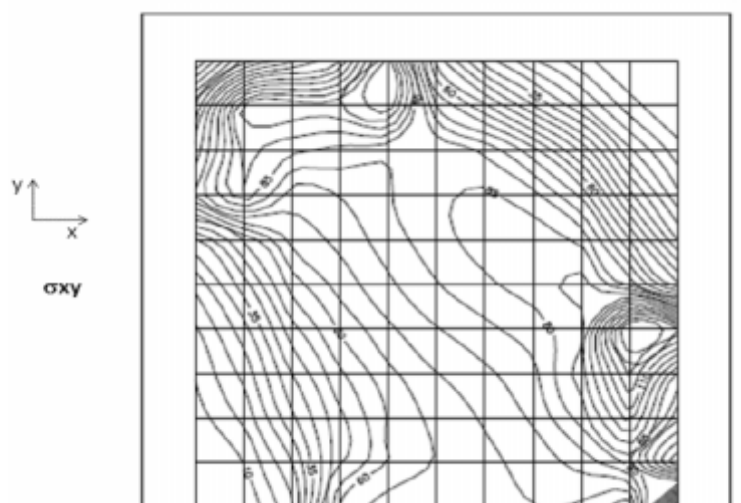


Figure 11. Résultats des contraintes de cisaillement dans le remplissage.

### 3. MODES DE RUPTURE

Il a été toujours constaté, que lorsqu'une structure en béton armé ou en charpente métallique remplie par un panneau de maçonnerie, le cadre se sépare du remplissage au niveau de la diagonale tendue. Cette séparation est fonction de la rigidité relative cadre-remplissage. Ce phénomène a été toujours vérifié, depuis la mise en place de cette hypothèse par Stafford Smith (1969). Stafford Smith, qui a été le premier à penser remplacer le remplissage par une diagonale comprimée dans le calcul de structure. Cette diagonale est caractérisée par son module d'élasticité, qui est le module d'élasticité du remplissage homogénéisé, ou par la modélisation en compression simple des éléments de maçonnerie et les joints de mortier, et la largeur de la diagonale à prise en compte dans les calculs. La largeur de la diagonale comprimée, est le problème majeur de ces calculs. Elle est fonction de plusieurs paramètres, des caractéristiques mécaniques du remplissage, et de la structure, ainsi que de la rigidité relative cadre-remplissage.

On constate dans notre cas, que le remplissage se sépare de la structure au niveau de la diagonale tendue, comme on le voit assez clairement sur les figures 3 à 5.

Ce même mode de rupture a été identique à celui observé par la modélisation élaborée par Asteris P.G (2008), et représentée sur la figure 12.

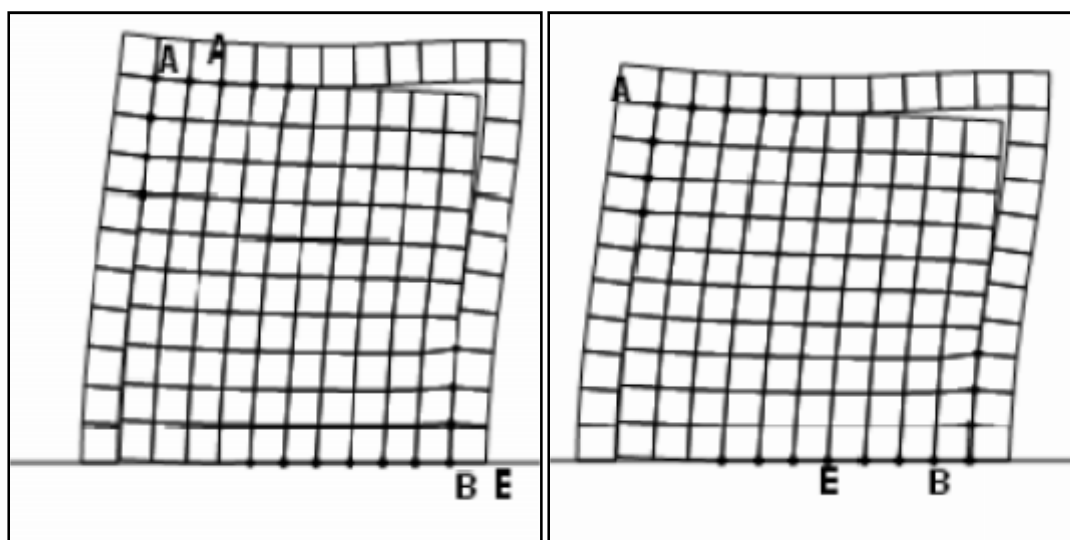


Figure 12. Comportement des remplissages dans les structures.

### 4. PRINCIPE D'HOMOGENEISATION DES MAÇONNERIES DANS LES STRUCTURES

Nous savons que le remplissage dans des structures devient un problème très délicat à résoudre, lorsqu'on prend la structure, et le remplissage constitué de deux matériaux distincts et hétérogènes : les briques et le mortier.

Pour simplifier les calculs et réduire le temps de résolution par les logiciels couramment utilisés, nous prendrons deux modèles réduits, le premier est formé d'un assemblage de briques et mortier dans une structure en béton armé, et le second se compose d'un remplissage homogénéisé équivalent dans la même structure que le premier. L'étude de ces deux problèmes équivalents nous amène à apprécier la validité de remplacer le composite brique-mortier par un remplissage homogénéisé.

Cette simplification nous permettra de réduire le problème, nous éviter de modéliser les interactions, parfois difficiles à élaborer, réduire le problème complexe à un problème simple.

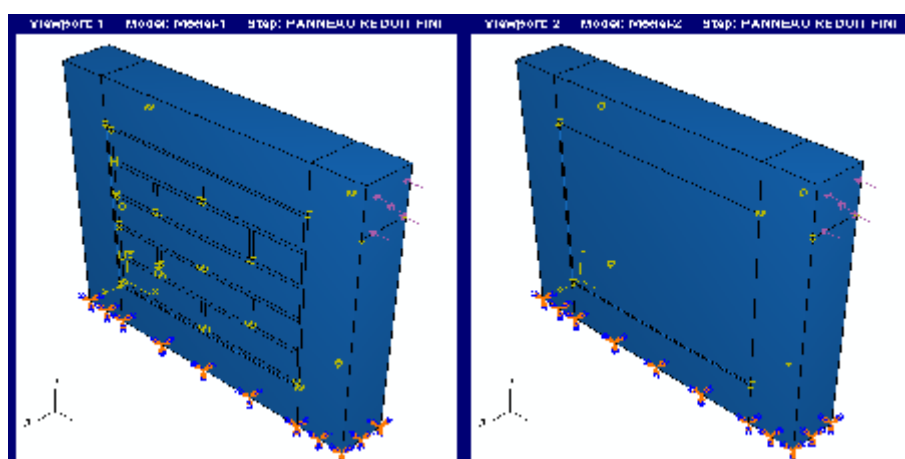


Figure 13. Modèle conçu : panneau composite et panneau homogénéisé dans une structure en béton armé.

Les contraintes  $S11$  et  $S22$  des cadres remplis de maçonnerie composite et de maçonnerie homogénéisée ainsi que les déplacements maximaux  $U11$  et  $U22$  au niveau de l'arête du cadre opposé au chargement sont représentés sur la figure 14.

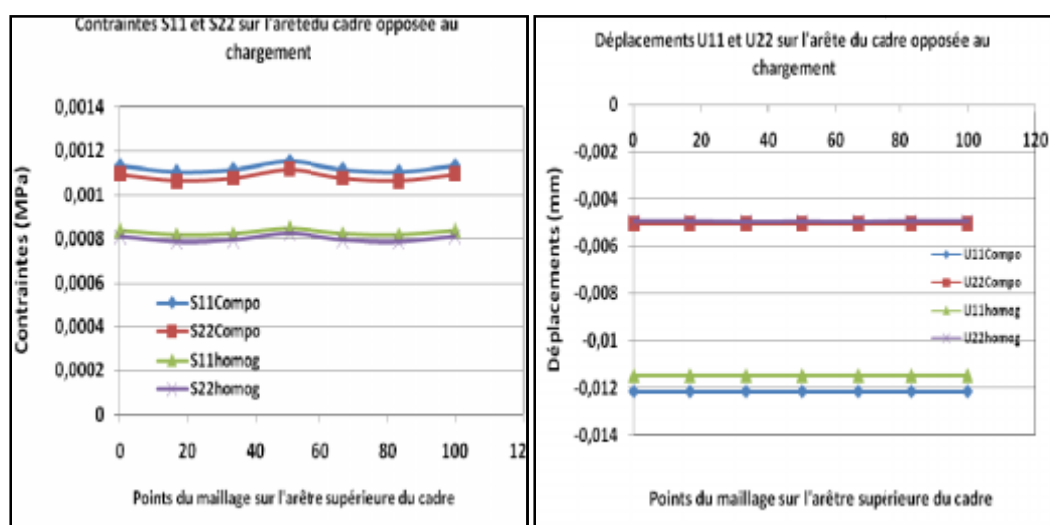


Figure 14. Contraintes normales  $S11$ ,  $S22$  et déplacements maximaux  $U11$ ,  $U22$  pour un cadre avec remplissage composite et homogénéisé, au niveau de l'arête opposée au chargement.

## 5. ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS DES PANNEAUX COMPOSITES ET HOMOGENEISES :

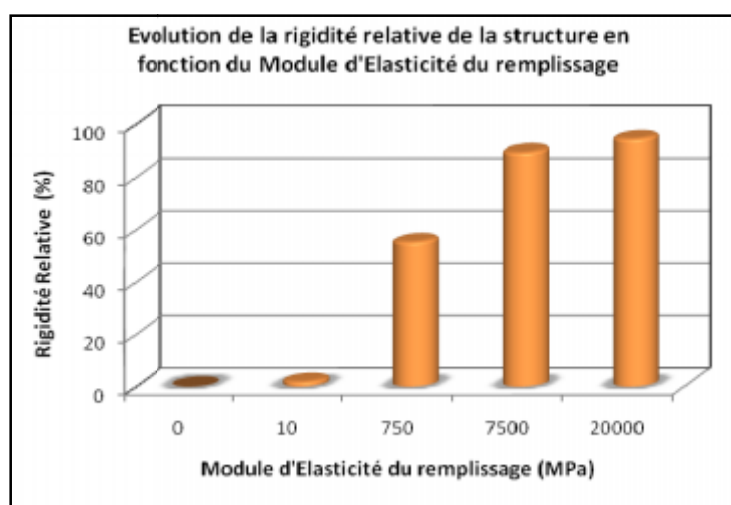
Le passage d'un panneau composite à un panneau homogénéisé facilite les calculs, et permet d'élaborer des modèles simples équivalents, avec un temps d'exécution réduit, et des résultats très proches des panneaux composites. L'utilisation des panneaux composites, exige des entrées des données très difficiles, des temps

d'exécution assez élevés, et exige une mémoire vive très importante, où parfois un PC ne peut pas résoudre, et nécessite des machines plus performantes.

Dans notre cas, nous avons considéré un matériau composite, composé de briques de module d'élasticité de 37000 MPa, et un mortier de module d'élasticité de 20000 MPa, qui correspond à un module d'élasticité équivalent pour un panneau homogénéisé de 34428 MPa.

Nous avons élaboré des modèles des structures simples à différents remplissages, pour connaître justement leur comportement général, en utilisant différentes gammes de modules d'élasticité des panneaux homogénéisés allant de 750 à 20000 MPa. Nous avons utilisé aussi le module d'élasticité de remplissage égal à 10 MPa, très proche du cadre vide. D'ailleurs les résultats des déplacements U11 et U22 montrent bien la similitude entre le cadre vide et le remplissage de 10 MPa. Cela nous permettra bien de comparer le comportement des remplissages des cadres vides avec différents modules d'élasticité des remplissages.

Les augmentations des rigidités relatives des structures en fonction de la rigidité du remplissage sont représentées sur la figure 15.



**Figure 15.** Rigidité relative des structures en fonction des modules d'élasticité des remplissages.

## 6. CONCLUSIONS

Ce calcul a été rendu valable, après calcul d'homogénéisation sur modèle réduit d'un remplissage composé de briques et mortier et du remplissage homogène équivalent.

Les résultats obtenus sont très logiques, on observe alors plus la rigidité du remplissage est importante, plus la structure est rigide, cela montre que le remplissage apporte une rigidité supplémentaire à la structure à ne pas négliger.

On pu aussi constater que lorsque le cadre est soumis à des charges horizontales, le cadre se sépare du remplissage au niveau de la diagonale tendue, et le remplissage sera remplacé dans les calculs de structures par une diagonale comprimée équivalente de largeur « w ». Cette théorie a été initiée par Stafford Smith (1962), et a montré que la largeur de la diagonale comprimée varie en fonction de la rigidité relative cadre-remplissage, et des rectangularités des panneaux. Pour des panneaux carrés, la largeur de la diagonale comprimée théorique varie entre 0.3 à 0.4.

## BIBLIOGRAPHIE

[1] Asteris, P.G. (2008), Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames, Electronic Journal of Structural Engineering N°8, pp .1-11.

[2] Fonseca, M., Silva, R.M.and Lourenço, B.P, the Behavior of Two Masonry Infilled Frames: A Numerical Study, University Federal of Minas Gerais, School of Engineering Department of Structural Engineering.



- [3] Fouchal ,F . (2006), Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées , Université de Reims Champagne-Ardenne, Thèse de Doctorat, pp. 196.
- [4] Kfoury, A. (1985) , Contribution des éléments de remplissage à la rigidité latérale des cadre en acier , thèse de magistère de l'université de Montréal , pp .113.
- [5] Lourenco, P.B. (1996), Computational strategies for masonry structures, Ph.D. Thesis, the Netherlands Technical University Delft, Delft University Press, pp .210.
- [6] Merzoud , M. (1987) ,Evaluation de la résistance et des propriétés structurales de la maçonnerie , Thèse de master , université de Montréal , pp 192.
- [7] Merzoud,M. , Habita,M.F. (1999) ,Résistance à la compression diagonale des murs en maçonnerie , Colloque Maghrébin de Génie Civil, pp .151-157 .
- [8] Stafford Smith, B .( 1962) ,Lateral stiffness on infilled frames, Proceedings of American Society of civil engineers , Vol 88 ST6, pp. 182-197.
- [9] Stafford Smith ,B.(1966 ) , Behavior of square infilled frames, Journal of Structural Division, Proceedings of American Society of civil engineers , Vol 92 ST1, pp .381-403.

## L'INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE SUR LE COMPORTEMENT ET LA RUPTURE DE L'ACIER

AHMED ATTIA<sup>1</sup>, BENSALAH HADJI<sup>1</sup>, NAAS ALLOUT<sup>1</sup>, MASTAPHA AMOR<sup>1</sup>, FAIZA M'HAMDI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> BP 3117, 1700, UNIVERSITE ZIANE ACHOUR DE DJELFA, [attia52@yahoo.fr](mailto:attia52@yahoo.fr)

### Thème N° 3 : Comportement des Structures et des Sols.

#### Résumé

Les aciers au C-Mn sont sujets au phénomène de vieillissement sous déformation, qui est à l'origine de la localisation de la plasticité sous forme de bandes de Piobert-Lüders (vieillessement statique) ou d'instabilités de Portevin - Le Chatelier (vieillessement dynamique). Le matériau présente alors une sensibilité négative à la vitesse de déformation ainsi qu'une chute de la ténacité à 200 °C. Cette étude propose de prendre en compte le vieillissement statique et dynamique dans la loi de comportement, à l'aide du modèle de Mac Cormick. Les simulations par éléments finis de l'essai de traction simple permettent de reproduire les effets de localisation de la déformation de type Lüders ou Portevin – Le Chatelier (PLC) ainsi que la sensibilité négative à la vitesse de déformation. Une étude numérique des éprouvettes CT a permis de montrer l'influence du vieillissement statique et dynamique sur le développement de la plasticité en pointe de fissure.

**Mots –Clés :** Vieillessement sous déformation ; Localisation de la déformation ; Rupture.

## 1. INTRODUCTION

De nombreux matériaux de structure sont sujets au phénomène de vieillissement sous déformation qui est à l'origine de la localisation de la plasticité sous forme de bandes de Piobert-Lüders (vieillessement statique) ou d'instabilités de Portevin-Le Chatelier (vieillessement dynamique). Ces phénomènes se produisent notamment dans les aciers contenant des éléments en solution solide, tels que le carbone ou l'azote, susceptibles de diffuser vers les dislocations et d'entraîner leur ancrage. Bien que l'origine physique du vieillissement sous déformation ait été largement étudiée, son influence sur la ténacité des aciers demeure discutée. Pour modéliser le comportement mécanique en présence de vieillissement sous déformation, nous avons utilisé la loi de comportement proposée par Mac Cormick. Ce modèle permet de simuler les deux états, ancrés et désancrés, des dislocations ainsi que les différents états instables intermédiaires qui dépendent fortement de la vitesse de déformation et de la température. Les paramètres du modèle ont été identifiés dans une large gamme de températures (20 à 350°C) et de vitesses de déformation (10<sup>-5</sup> à 10<sup>-2</sup> s<sup>-1</sup>). Afin de montrer les effets du vieillissement statique et dynamique, des simulations par éléments finis de l'essai de traction ont été effectuées à 20 et à 200 °C, à l'aide du modèle de Mac Cormick ainsi identifié.

Dans la deuxième partie de cette étude, la même loi de comportement a été appliquée à la prévision du développement de la plasticité en pointe de fissure dans des éprouvettes CT.

## 2. IDENTIFICATION DU COMPORTEMENT EN PRESENCE DE VIEILLISSEMENT SOUS DEFORMATION

### 2.1. Loi de comportement

Les phénomènes de vieillissement sous déformation résultent de la diffusion des atomes en solution solide vers les dislocations arrêtées temporairement sur des obstacles (tels que les « dislocations de la forêt ») d'après Kubin et al (1985). La contribution du vieillissement sur la contrainte d'écoulement peut alors être décrite par un modèle prenant en compte cette cinétique d'ancrage, tel que celui proposé par McCormick (1988). Dans cette étude, on utilise ce modèle de vieillissement, avec les modifications introduites par Zhang et al. (2001). Ce

modèle est capable de simuler à la fois les effets de localisation de la déformation de type Lüders ou PLC. La déformation totale est la somme des déformations élastique et plastique :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

La loi d'écoulement associée est déduite du principe de normalité et la vitesse de déformation plastique équivalente est activée thermiquement :

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{p} \frac{\partial f}{\partial \sigma}; \dot{p} = \dot{\varepsilon}_0 \exp\left(-\frac{E_a}{K_B T}\right) \cdot \sinh\left(\frac{V_a(f(\sigma))}{K_B T}\right)$$

La fonction de charge est exprimée par la relation suivante :

$$f(\sigma) = J_2(\sigma) - R_0 - R(\dot{p}) - R_a(\dot{p}, t_a), \text{ avec } \langle f(\sigma) \rangle = \max(f(\sigma), 0)$$

L'écrouissage isotope classique est défini par la relation :

$$R(\dot{p}) = Q[1 - \exp(-b\dot{p})]$$

$R_a(\dot{p}, t_a)$  est le terme de durcissement lié au vieillissement sous déformation, et est donné par :

$$R_a(\dot{p}, t_a) = P_1 C_s, \text{ avec } C_s = 1 - \exp(-P_2 \dot{p}^\alpha t_a^n)$$

$t_a$  est une variable interne qui définit le temps de vieillissement (aging time).  $C_s$  représente de façon phénoménologique la fraction à saturation des atomes de solutés venant ancrer les dislocations temporairement arrêtées sur des obstacles (par exemple, les dislocations de type « arbres de la forêt »). C'est une variable qui augmente avec le temps d'attente.  $C_s = 1$  correspond à une situation totalement ancrée,  $C_s = 0$  correspond à une situation totalement désancrée.  $C_s$  est pondéré par la constante  $P_1$  (MPa), qui traduit l'amplitude de l'ancrage.  $P_2$  et  $\alpha$  sont des constantes qui définissent la dépendance de l'ancrage à la déformation plastique cumulée  $p$ . Elles introduisent la notion de dépendance du phénomène de vieillissement vis-à-vis de l'écrouissage. L'exposant  $n$  est une constante caractérisant la cinétique d'ancrage des dislocations dont la valeur est classiquement fixée à 2/3. Le processus de ségrégation des solutés autour des dislocations temporairement arrêtées, est décrit par la loi d'évolution de  $t_a$  :

$$\dot{t}_a = \frac{t_w - t_a}{t_w}, \text{ avec } t_w = \frac{\omega}{\dot{p}}$$

$t_w$  est défini comme le temps d'attente moyen d'une dislocation devant un obstacle.  $\omega$  représente l'incrément de déformation produit lorsque toutes les dislocations temporairement ancrées se décrochent de leur obstacle et atteignent l'obstacle suivant. Ici  $\omega$  est une constante.  $t_w$  est inversement proportionnel à la vitesse de déformation plastique. Ainsi, une augmentation de la vitesse de déformation conduit à une diminution de  $t_a$ , donc également de  $C_s$ , ce qui entraîne une chute de la contrainte d'écoulement. Le contrôle de la cinétique de  $t_a$  offre ainsi un moyen phénoménologique pour simuler la sensibilité négative à la vitesse de déformation responsable des instabilités de type Portevin – Le Châtelier (PLC).

## 2.2. Modélisation de l'essai de traction à 20 °C et 200 °C

L'acier au C-Mn étudié a fait l'objet d'une caractérisation expérimentale en traction. Des essais ont été réalisés tous les 50 °C, de 25 °C à 350 °C, à deux vitesses de déformation différentes : 10<sup>-2</sup> s<sup>-1</sup> et 10<sup>-4</sup> s<sup>-1</sup>. Lors de cette campagne d'essais, il a été observé une chute de la ductilité et une sensibilité négative à la vitesse d'écoulement entre 150 et 250 °C, liées au vieillissement dynamique. Des paliers de Lüders ont également été observés à basse température, l'effet Lüders s'atténuant lorsque la température augmente.

L'effet PLC a été observé de 150 à 300 °C, son apparition dépendant également de la vitesse de déformation imposée.

Le modèle de comportement avec prise en compte du vieillissement a été identifié de 20 à 350 °C. Une optimisation des paramètres a été réalisée sur la base des courbes de traction expérimentales. Un domaine de sensibilité négative de la contrainte d'écoulement à la vitesse de déformation a été identifié entre 150 et 300 °C, en accord avec les données expérimentales et la présence de l'effet PLC. L'identification en température a été validée par la simulation de l'essai de traction par la méthode des éléments finis, à l'aide du modèle de vieillissement implanté dans le code ZeBuLoN. Une éprouvette plate similaire à celle utilisée pour les essais a été modélisée en 2D en condition de contraintes planes. L'éprouvette possède une longueur utile de 36 mm et une largeur de 6 mm. On utilise un maillage régulier, avec une taille d'élément de 1 mm. Les simulations ont été réalisées à 20 °C, en présence de vieillissement statique, et à 200 °C, en présence de vieillissement dynamique, aux deux vitesses testées expérimentalement.

La figure 1 montre les courbes de traction simulées, comparées aux courbes expérimentales. A 20 °C, au début de la déformation plastique, une bande de déformation localisée apparaît sur l'éprouvette : une chute de contrainte est observée sur la courbe correspondante. Ensuite, la bande se propage sur toute la longueur utile de l'éprouvette : un plateau de contrainte est observé sur la courbe. A 200 °C, des instabilités de PLC sont observées. Pour ces simulations, les décrochements sont reliés à la présence de bandes de localisations de  $p1$  sur l'éprouvette. Comme dans l'expérience, le modèle prévoit une sensibilité négative à la vitesse de déformation à 200 °C.

La comparaison entre expérience et modélisation montre que les simulations par éléments finis de l'essai de traction donnent une description réaliste des courbes contrainte – déformation expérimentales, avec une simulation satisfaisante des localisations de déformation plastique de type Lüders et PLC.

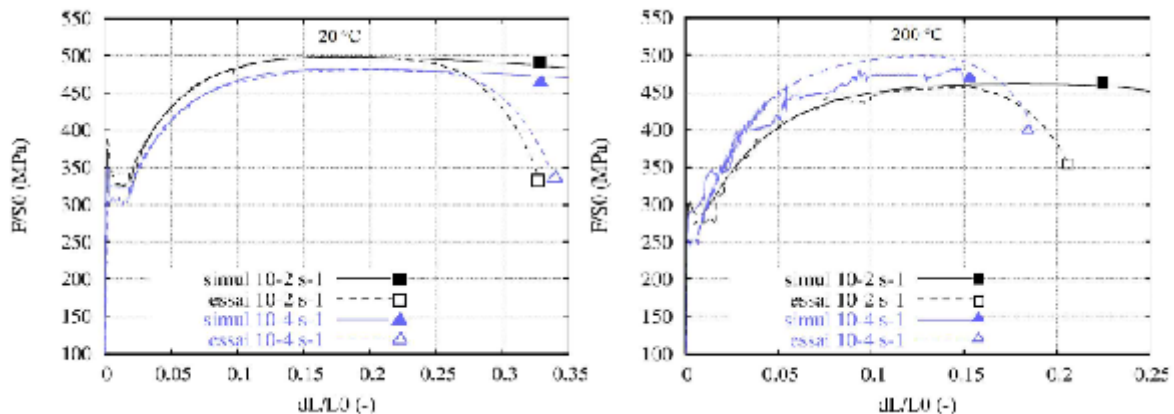


Figure 1. Simulation de l'essai de traction à 20 °C et à 200 °C

### 3. Modélisation des essais d'ouverture de fissure sur éprouvette CT

Les essais de traction sur l'acier au C-Mn étudié ont montré une sensibilité de cet acier aux phénomènes de vieillissement statique et dynamique. Des essais de déchirure sur éprouvette CT confirment la baisse de ténacité autour de 200 °C (Belotteau et al., 2006). Afin d'étudier ce phénomène, le modèle avec prise en compte du vieillissement sous déformation a été utilisé pour simuler l'essai de déchirure. Nous nous limiterons ici aux champs de déformation se développant en pointe de fissure de l'éprouvette CT jusqu'au niveau d'ouverture précédant le déclenchement de la déchirure ductile. Pour cela, l'essai d'ouverture de fissure a été modélisé à 20 °C, en présence de vieillissement statique, et à 200 °C, en présence de vieillissement dynamique.

### 3.1. Description du modèle

L'essai de déchirure sur éprouvette CT a été modélisé en 2D à l'aide du logiciel d'éléments finis ZeBuLoN. Un maillage simplifié de l'éprouvette CT entière a été réalisé. Pour modéliser le chargement, une zone d'éléments situés au niveau de l'axe de chargement, représentant les goupilles, est définie avec un comportement purement élastique. Les dimensions de l'éprouvette sont les suivantes : largeur : 50 mm, hauteur : 60 mm, longueur de la fissure : 30 mm.

Le maillage est constitué de 10585 noeuds et 3480 éléments, avec un raffinement en pointe de fissure jusqu'à une taille de maille de 100  $\mu\text{m}$ . La géométrie et le maillage sont présentés sur la figure 2. Une vitesse d'ouverture de 0,4 mm / mn est imposée au niveau des goupilles, avec un déplacement total correspondant à une ouverture de 1,5 mm. En effet, au-delà de ce niveau d'ouverture, l'expérience montre que la déchirure s'amorce et la fissure se propage. Les deux conditions, contraintes planes et déformations planes, ont été étudiées :

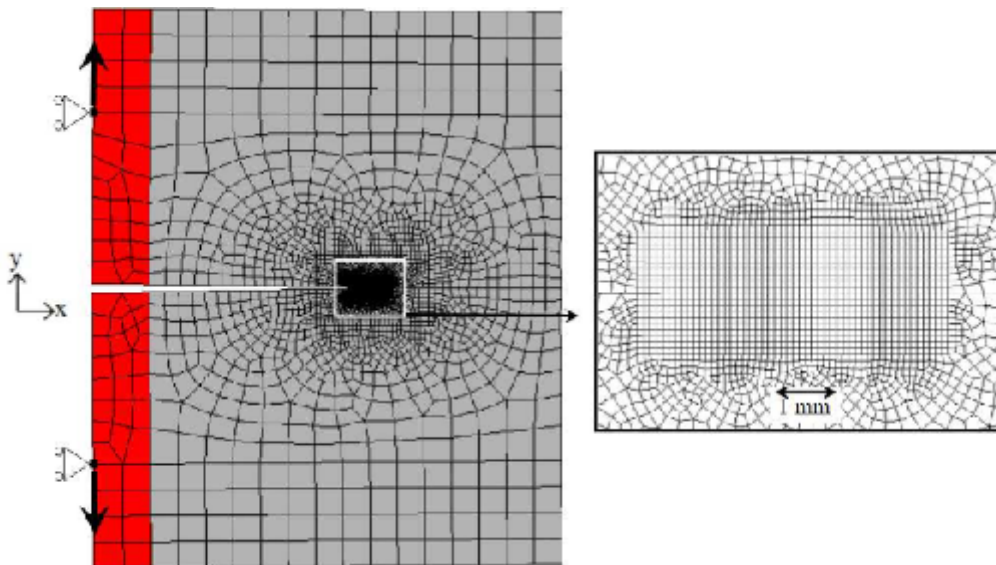
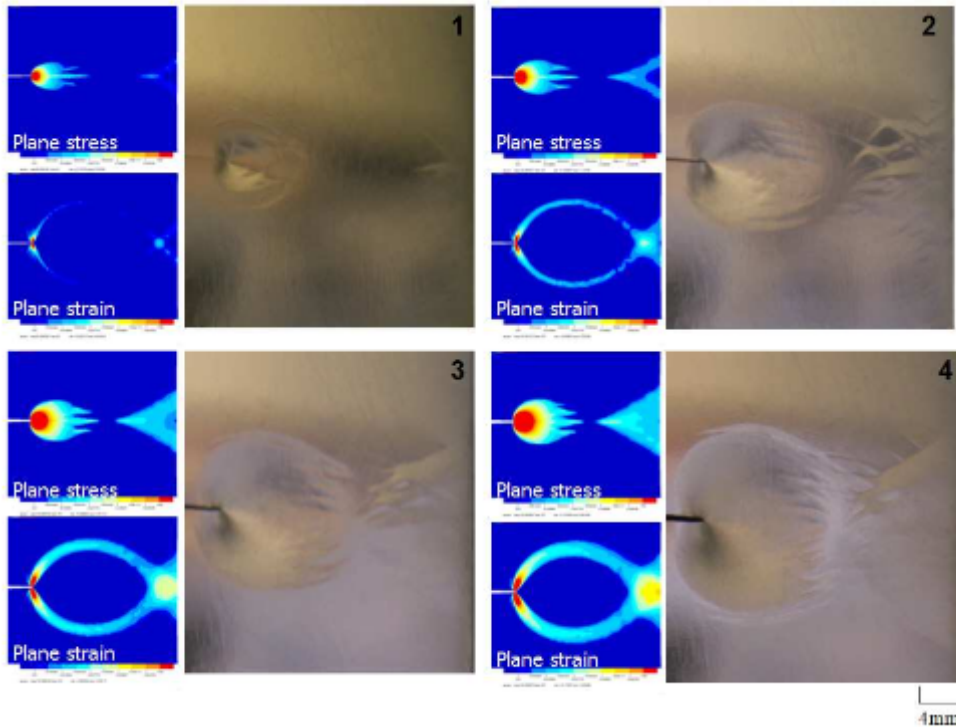


Figure 2. Maillage et condition aux limites utilisées pour la modélisation de l'éprouvette CT

### 3.2. Vieillessement statique en pointe de fissure à 20 °C

A 20 °C, un essai de déchirure a été réalisé sur une éprouvette CT d'une épaisseur de 5 mm dont une surface a été polie. Des photographies de la zone allant de l'entaille à l'arrière de l'éprouvette ont été prises en lumière rasante, permettant de distinguer la plasticité en pointe de fissure et autour du ligament. Les résultats des simulations par éléments finis sont comparés aux observations expérimentales sur la figure 3. Les cartes de déformation plastique cumulée sont montrées pour des valeurs de  $p$  comprises entre 1% et 3%, pour 4 niveaux d'ouverture croissants, correspondant aux clichés expérimentaux, jusqu'à 1,5 mm d'ouverture (carte 4).



**Figure 3. Développement de la plasticité en pointe de fissure comparaison avec l'expérience pour 4 niveaux d'ouverture croissants**

*Dans les observations expérimentales, on peut voir la naissance d'une zone de plasticité (1) en pointe de fissure accompagnée de bandes de localisations dans la zone plastique et dans un cercle autour de la zone plastique, ainsi qu'à l'arrière de l'éprouvette dans la zone en compression. L'éprouvette CT simulée en contraintes planes présente aussi une localisation de la plasticité en pointe de fissure et à l'arrière de l'éprouvette. La simulation en déformations planes montre une localisation de la déformation dans une bande formant un arc depuis la pointe de fissure jusqu'au bord. Pour une ouverture croissante, un réseau de bandes de localisations horizontales se forme à droite de la zone de plasticité en fond d'entaille ainsi qu'à l'arrière de l'éprouvette (2). La zone de plasticité liée à la compression à l'arrière de l'éprouvette forme un triangle (3). Les deux zones de plasticité tendent à se rejoindre par l'intermédiaire de petites bandes de localisation (4). Les simulations numériques en contraintes planes, avec prise en compte du vieillissement statique, montrent un très bon accord avec les localisations de déformation observées expérimentalement.*

### 3.3. Vieillissement dynamique en pointe de fissure à 200 °C

*Les simulations de l'essai de déchirure ont été également effectuées à 200°C, température à laquelle se manifeste le phénomène de vieillissement dynamique. Aucune confrontation avec des observations expérimentales n'a, dans ce cas, été effectuée. Les zones plastiques en fond d'entaille présentent un aspect classique : circulaire en contraintes planes, « en ailes de papillon » en déformations planes. En revanche, des localisations de la vitesse de déformation plastique ont été observées, ainsi que le montre la figure 4.*

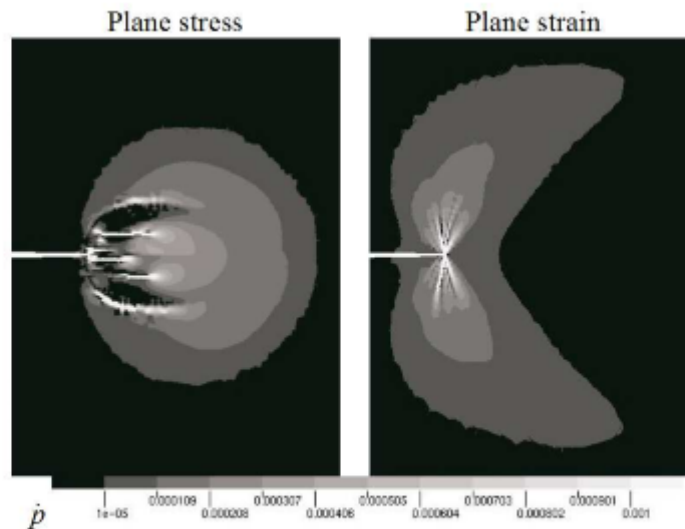


FIG. 4 – Vieillesse dynamique en pointe de fissure à 200 °C. Cartes des vitesses de déformation plastique ( $\dot{\rho}$ )

En contraintes planes les localisations forment des bandes horizontales, et en déformations planes les bandes présentent une forme d'étoile. Les bandes sont mobiles et « sautent » d'une zone à une autre. Les courbes force – ouverture associées aux simulations présentent des instabilités, en accord avec les courbes expérimentales mettant en évidence la chute de ténacité au voisinage de 200 °C.

#### 4. Conclusions

Le modèle de McCormick permet de prendre en compte le vieillissement sous déformation dans la loi de comportement. Dans la modélisation de l'essai de traction, les effets de localisation de la déformation de type Lüders à 20 °C et PLC à 200 °C sont correctement représentés, avec une sensibilité négative à la vitesse de déformation à 200°C conforme à l'expérience. L'application de ce modèle en pointe de fissure permet de mettre en évidence des localisations de la déformation plastique à 20°C, similaires à celles observées expérimentalement. A 200°C, les simulations révèlent la présence de localisations de la vitesse de déformation en pointe de fissure. La suite de l'étude aura pour objectif de déterminer le rôle de ces localisations sur l'endommagement en pointe de fissure à 200 °C, afin de comprendre l'influence du vieillissement dynamique sur la ténacité des aciers.

#### 5. Références

- Kubin LP., Estrin Y. 1985. The Portevin-Le Châtelier effect in deformation with constant strain rate, *Acta Met.* 33-3, 397-407.
- McCormick PG. 1988. Theory of flow localization due to dynamic strain aging, *Acta Met.* 36- 12, 3061-3067.
- Zhang S., McCormick PG., Estrin Y. 2001. The morphology of Portevin-Le Chatelier bands: Finite element simulation for Al-Mg-Si, *Acta Mat.* 49-6, 1087-1094.
- Belotteau J., Berdin C., Forest S., Parrot A., Prioul C. 2006. Influence of strain aging on ductile tearing, *Actes Euromech-Mecamat 2006, EMMC9 "Local Approach To Fracture", Moret-sur-Loing, 187-192.*



## ÉTUDE DE L'INFLUENCE DES PANNEAUX DE REMPLISSAGE SUR LA REPOSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME

SALEH NOUI <sup>1</sup>, ABDERRAHIM BALI<sup>2</sup>, ABDELKRIM KADID <sup>3</sup>

1. LCE , ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE-10, AVENUE HACEN BADI-B.P.182-16200 ELHARRACH,  
ALGER, ALGERIE. ([snoui05@yahoo.fr](mailto:snoui05@yahoo.fr))

2. LCE , ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE-10, AVENUE HACEN BADI-B.P.182-16200 ELHARRACH,  
ALGER, ALGERIE. ([balian@yahoo.fr](mailto:balian@yahoo.fr))

3. LARHYA , UNIVERSITE DE BATNA – LABORATOIRE D'HYDRAULIQUE APPLIQUEE , BATNA,  
ALGERIE. ([abdelkrim.kadid@gmail.fr](mailto:abdelkrim.kadid@gmail.fr))

### Résumé

*Cette étude concerne l'évaluation de l'influence des panneaux de remplissage sur la réponse sismique des portiques en béton armé. Pour atteindre cet objectif, trois structures en béton armé ayant des caractéristiques dynamiques différentes sont analysées par la méthode dynamique incrémentale (IDA) sous l'action de trois accélérogrammes Algériens enregistrés. Les modèles pour les éléments en béton armé et les panneaux de remplissage sont développés dans le cadre de la méthode des éléments finis. Les panneaux de remplissage ont été modélisés par l'approche des bielles et les éléments en béton armé par l'approche en fibres. Le code de calcul Seismostruct a été utilisé pour l'analyse non linéaire des structures avec et sans remplissages. Les résultats obtenus indiquent que les panneaux de remplissage peuvent modifier le comportement global des structures en béton armé.*

**Mots clés :** analyse dynamique, maçonnerie, bielle équivalente, méthode des EF, IDA

### Abstract

*This study is concerned with the assessment of the effect of infill panels on the seismic response of reinforced concrete frames. To meet this objective, three reinforced concrete structures with different dynamic characteristics are analyzed with the incremental dynamic analysis under three recorded Algerian accelerograms. The models for the reinforced concrete members and infill panels were developed within the framework of the finite element method. The infill panels were modeled with the strut approach and the RC elements with the fiber approach. The computer code Seisostruct has been used for the non linear analysis of the structures with and without infill panels. The results obtained indicate that infill panels can modify the overall seismic behaviour of RC buildings.*

**Keywords:** dynamic analysis, Masonry, strut approach, FE method, incremental dynamics analysis.

### 1. INTRODUCTION:

La maçonnerie est largement utilisée à travers le monde y compris dans les zones à risque sismique élevé, notamment comme remplissage affectant à la fois la performance structurale et non structurale des constructions, comme en Algérie. Etant considérés comme des éléments non structuraux, les remplissages en maçonnerie sont utilisés soit comme closions soit comme murs extérieurs dans les constructions, En tant qu'éléments structuraux, les remplissages en maçonnerie affectent le comportement des structures en termes de rigidité (une augmentation de la rigidité est souvent associée avec une augmentation des forces sur le bâtiment soumis à des charges sismiques). fréquence naturelle, amortissement et comportement structural global. Typiquement, les remplissages en maçonnerie sont constitués matériaux fragiles qui perdent leur capacité portante de manière très rapide. L'effet combiné de fragilité et de rigidité élevée a un effet négatif sur le comportement des portiques entourant les remplissages.

### 2. MODELISATION DE LA MAÇONNERIE DANS LE LOGICIEL SEISMOSTRUCT:

Des travaux de recherche. Intensifs ont été entrepris à fin de prévoir l'influence des panneaux de remplissage car il est bien reconnu que leur présence modifie de manière significative le comportement structural des structures en portiques (rigidité, masse, période,...).

Une approche élastique linéaire n'est pas adéquate même sous charges de service, par conséquent l'utilisation des relations constitutives sophistiquées est nécessaire. Un modèle cyclique non linéaire ayant deux



bielles est utilisé au sein du code de calcul (seismostruct) pour décrire le comportement des panneaux de remplissage. Comme souligné par Crisafulli (1997), le modèle avec deux bielles se comporte de manière satisfaisante et est moins compliqué comparé aux modèles ayant une bielle et trois bielles respectivement. Ce modèle est capable de représenter plus exactement l'effet local entre le cadre (portique) et le remplissage en maçonnerie [01], [02]

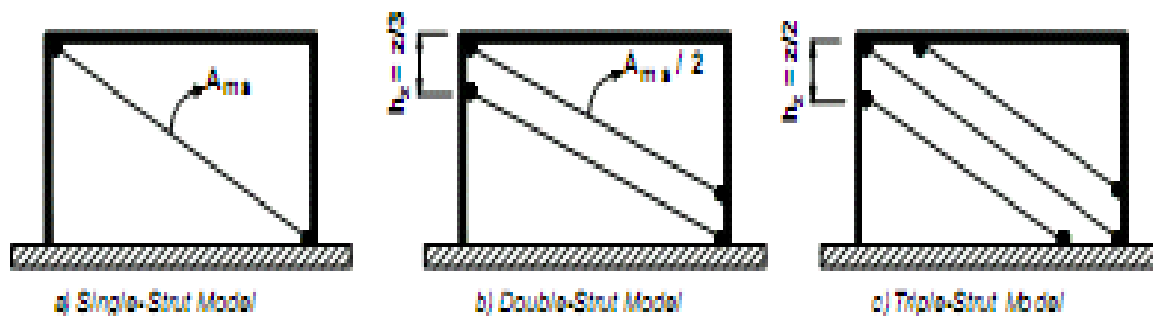


Figure.1- modèle des bielles (crisafulli 1997)

Le modèle mentionné ci des dessus est intégré dans le code de calcul (seismostruct), qui est un logiciel en éléments finis capable de prévoir le comportement sous larges déplacements des structures en « portique » sous un chargement statique ou dynamique, en considérant aussi bien les non linéarités géométriques que les inélasticités matérielles. Spécifiquement, l'état contrainte - déformation des éléments (poteaux et poutres) est obtenu par l'intégration de la loi de comportement uni axiale non linéaire des fibres individuelles constituant la section, permettant ainsi la prise en compte la propagation de l'inélasticité aussi bien le long de l'élément qu'à travers la profondeur de la section.

Dans le seismostruct le remplissage est considéré comme un élément de panneau de maçonnerie à quatre nœuds développé et au début et programmé par Crisafulli (1997) et mis en application dans le seismostruct par Blandon en (2005) pour voir la réponse non linéaire des panneaux de remplissage dans les structures en portiques. Chaque panneau est représenté par six bielles ; chaque direction de diagonale représente deux bielles capables de reprendre les charges axiales selon deux coins diagonaux opposés et une troisième pour reprendre le cisaillement du haut vers le bas du panneau. Cette dernière bielle agit seulement à travers la diagonale qui est en compression, par conséquent son (activation) dépend de la déformation du panneau de remplissage. [03]

Les bielles sous charges axiales utilisent le modèle d'hystérésis des bielles de maçonnerie développé par Crisafulli et autres [2000], alors que les bielles de cisaillement utilisent un modèle bilinéaire.

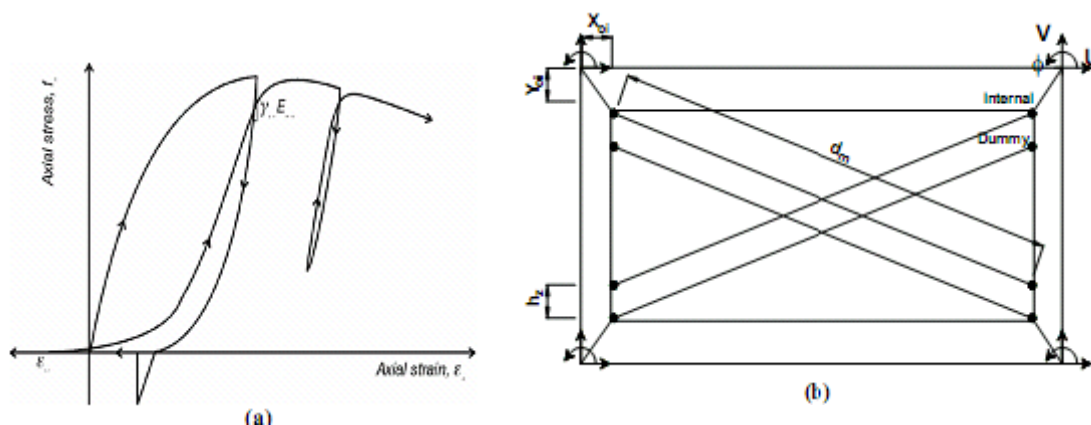


Figure 2- (a) modèle d'hystérésis de bielle de maçonnerie, (b) configuration d'élément de panneau de remplissage

### 3. PARAMETRES MECANQUES ET GEOMETRIQUES DES PANNEAUX DE REMPLISSAGE:

- LONGUEUR DE CONTACT EQUIVALENTE  $HZ$  : présentée sous forme de pourcentage de la dimension verticale du panneau, donnant la distance effective entre les nœuds internes et les nœuds factices, elle est utilisée pour prendre en compte d'une certaine façon la longueur de contact entre l'ossature et le panneau de remplissage.

Des résultats raisonnables peuvent être obtenus , pour des valeurs comprises entre 1/3 et 1/2 de la longueur de contact..

L'équation (III.14) donne la longueur de contact z, comme définie par Stafford Smith [1966], qui a introduit le paramètre adimensionnel relatif de rigidité  $\lambda$

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \tag{01}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}} \tag{02}$$

Ec : Module d'Young du portique,

Ic : Inertie de la section du poteau,

Em: Module d'Young du remplissage,

tw : Epaisseur du remplissage,

hw: Hauteur du remplissage,

$\theta$  : Inclinaison par rapport à l'horizontale des diagonales du panneau

Le tableau suivant présente les propriétés des paramètres essentiels requis pour les bielles diagonales de la maçonnerie. [04], [05]

| <i>Paramètres requis<br/>(bielle de maçonnerie)</i>  | <i>Formule adopté /valeur</i>  | <i>Référence</i>   |
|--|--|--|
| <i><math>f_{m\theta}</math>: résistance a la compression</i>                               | <i>1.5MPA a 3.5MPA</i>   | <i>Calvi et al.<br/>[2004]</i>                           |
| <i>Module d'élasticité<br/><math>E_{m\theta}</math></i>                                    | <i><math>f_{m\theta}</math> 1500 MPA</i>   | <i>Crisafulli<br/>[1997]<br/>Calvi et al.<br/>[2004]</i> |
| <i>Longueur de la bielle<br/><math>d_w</math></i>  | <i>Variable calculé a partir de la géométrie de la bielle</i>  | <i>Voir la figure</i>                                    |
| <i>Largeur de la bielle <math>b_w</math></i>   | $b_w = \frac{0.95h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda h_w}}$<br><i>Varier entre 0.1 <math>d_w</math> et 0.4 <math>d_w</math></i> | <i>Liauw and<br/>Kwan<br/>[1984]</i>                     |
| <i>Aire initiale de la bielle<br/><math>A_{msl}</math></i>                                 | $A_{msl} = b_w d_w, \text{ mur sans ouverture}$<br>$A_{msl} = b_w d_w r_{ac}, \text{ mur avec ouverture}$                  | <i>Bertoldi et al.<br/>[1994]</i>                        |
| <i>longueur de contact<br/>Z</i>   | $z = \frac{\pi}{2\lambda}$   | <i>Stafford Smith<br/>and<br/>Carter [1969]</i>          |
| <i><math>X_{0i}</math> et <math>Y_{0i}</math> excentrement<br/>horizontal et verticale</i> | <i>Variable calculé a partir de la géométrie</i>   | <i>Voir la figure</i>                                    |

**tableau.1- paramètres mécaniques et géométriques des panneaux de remplissage:**

#### 4. ANALYSE DYNAMIQUE INCREMENTALE:

Pour l'évaluation de la capacité sous charges latérales des structures, l'analyse dynamique incrémentale temporelle est une solution alternative à l'analyse statique non linéaire. Elle offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous sollicitations dynamiques. La structure est soumise à une série d'analyses dynamiques non linéaires d'intensité croissante, les valeurs maximales de l'effort tranchant à la base sont alors tracées en fonction des valeurs des déplacements maximaux obtenir la courbe de capacité ou d'enveloppe (IDA). [05]

## 5. RESULTATS DES ANALYSES INCREMENTALES:

### 5.1. GENERALITES:

Les modèles structuraux de base considérés dans la présente étude consistent en des portiques en béton armé. Trois structures sont considérées dans notre étude, (structure à deux niveaux, structure à quatre niveaux et structure à huit niveaux). Trois cas seront considérés pour chaque structure:

-structure sans panneau de remplissage en maçonnerie, structure avec panneau de remplissage en maçonnerie et structure avec panneau de remplissage en maçonnerie partiel (un RDC dégagé ou étage souple).

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer les effets des remplissages en maçonnerie sur les portiques en béton armé et pour cela une analyse dynamique incrémentale IDA a été entreprise sur ces trois structures soumises a trois accélérogrammes Algériens enregistrés.

Toutes les structures sont modélisées en tant que système à deux dimensions.

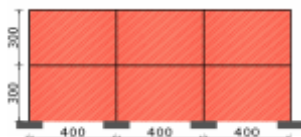


Figure. 3-portique 2D a deux niveaux

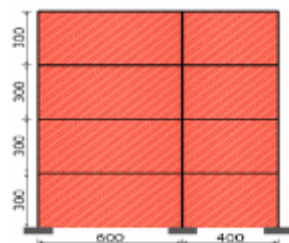


Figure. 4-portique 2D a quatre niveaux

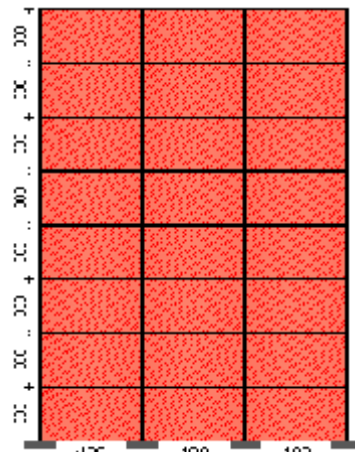


Figure. 5-portique 2D a huit niveaux

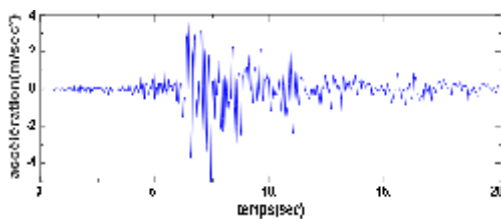


Figure.6- Accélérogramme de Dar El Beidha

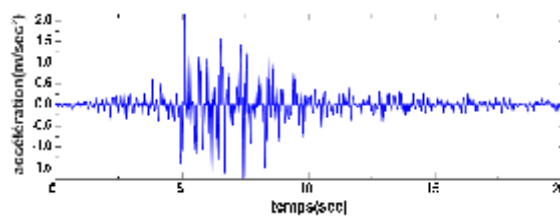


Figure.7- Accélérogramme de Chenoua

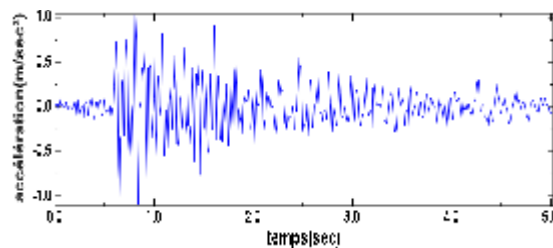


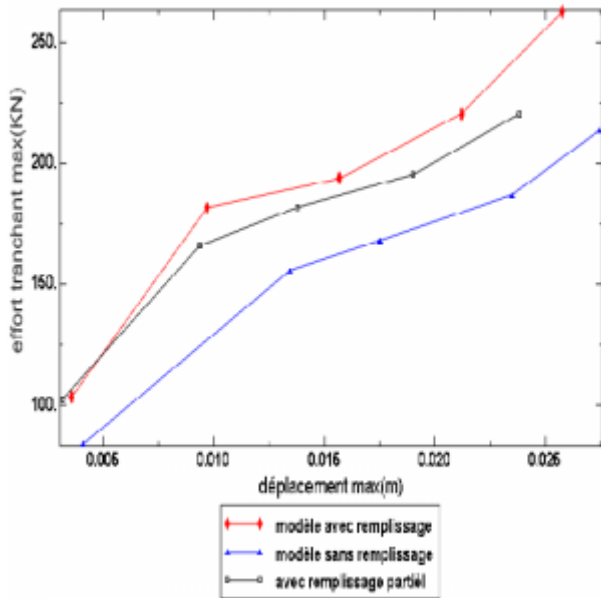
Figure.8- Accélérogramme de Cirta

**5.2. RESULTTS ET DISCUSSION:  
STRUCTURE (01):**

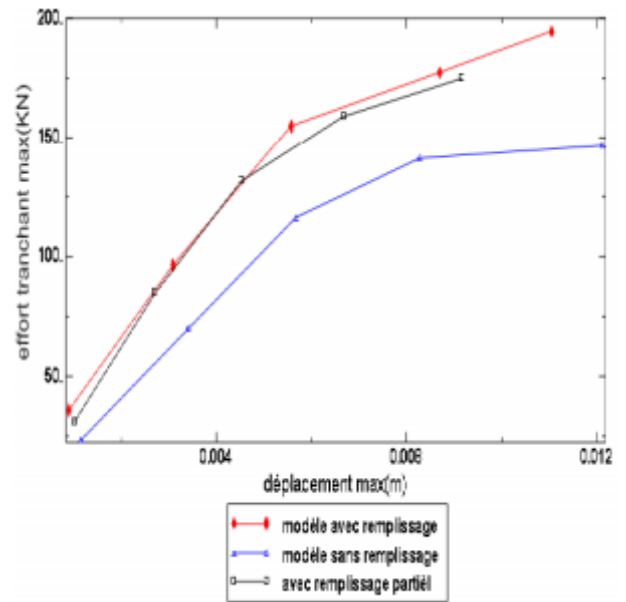
**Sous l'action de l'accélérogramme de dar elbeidha:** Les remplissages partiels en maçonnerie résultent en diminution de la capacité de la structure de l'ordre de 16.02% (de 262.56KN à 220.49KN) par rapport au modèle avec remplissage complet et une augmentation de l'ordre de 3.07% (de 213.72% à KN 220.49 KN) par rapport au modèle sans remplissage, figure (9).

**Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:** On constate une diminution de la capacité de l'ordre 10.13% (de 194.56 à 174.84 KN) du modèle avec remplissage partiel par rapport au modèle avec remplissage complet et une augmentation de 19.34% (de 146.50 KN à 174.84 KN) par rapport au modèle sans remplissage, figure (10).

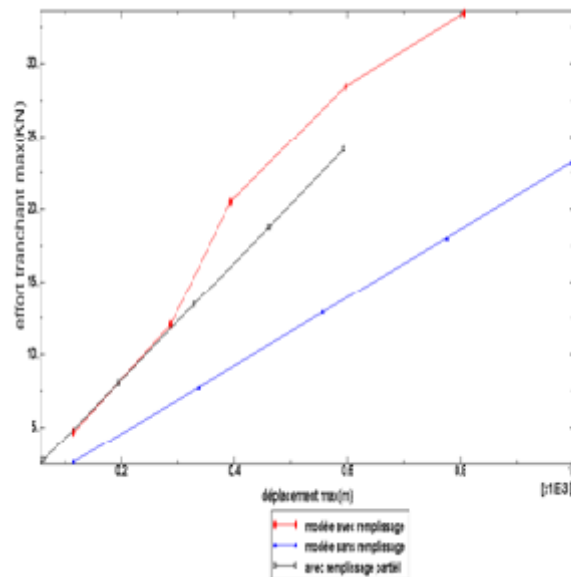
**Sous l'action de l'accélérogramme de cirta:** de manière similaire au cas précédent le pourcentage de diminution de la capacité est de l'ordre de 27.9% (de 33.43 KN à 24.10KN) avec une augmentation de l'ordre de 4.10% par rapport au modèle sans remplissage, figure (11).



**Figure.9-** Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc DARELBEIDHA



**Figure.10-** Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc CHENOUA

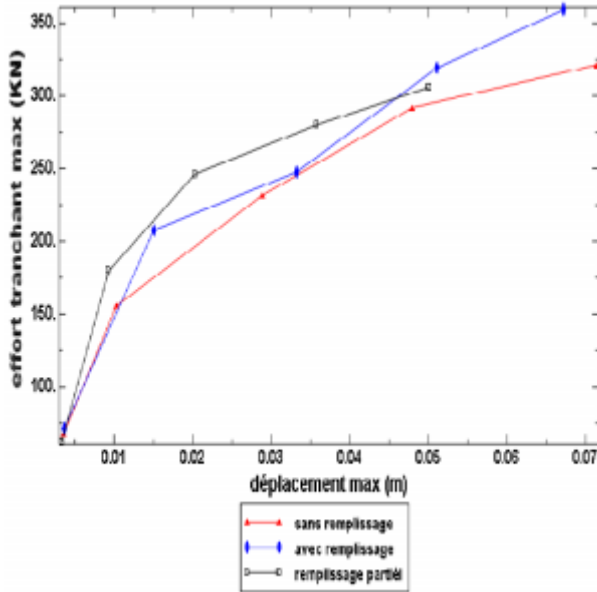


**Figure.11-** Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc CIRTA

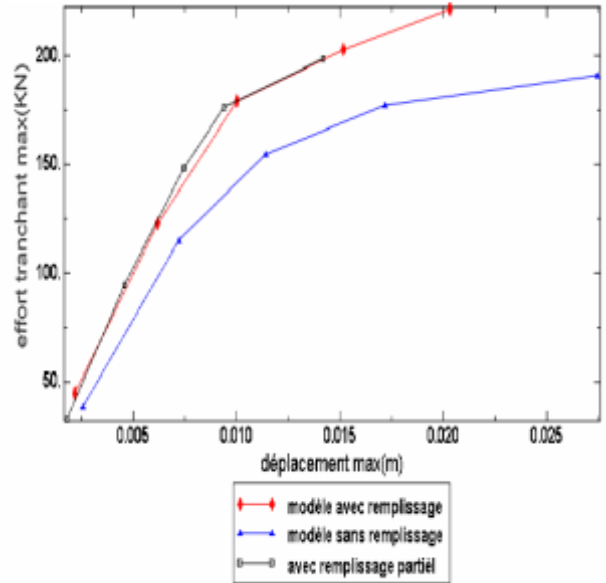
**STRUCTURE 02 :**

**Sous l'action de l'accélérogramme de dar elbeidha:** Il ya une diminution de la capacité de la structure de l'ordre de 14.84% (de 359.13KN à 305.81KN) et de 4.80% du modèle avec remplissage partiel par rapport aux modèles avec remplissage complet et sans remplissage, figure (12).

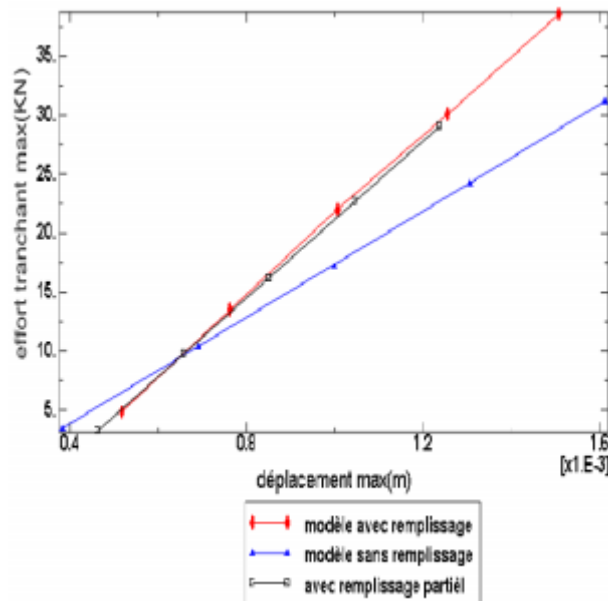
**Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:** on constate une diminution de la capacité de l'ordre de 10.34% et une augmentation de l'ordre de 7.01% du modèle avec remplissage partiel par rapport aux modèles avec remplissage et sans remplissage, figure (13).



**Figure.12-** Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc DARELBIDHA



**Figure.13-** Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CHENOUA



**Figure.14-** Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CIRTA

**Sous l'action de l'accélérogramme de cirta:** de manière similaire les pourcentages de diminution de la capacité sont 24.69% et 7.01%, figure (14).

**Structure 03:**

**Sous l'action de l'accélérogramme de dar elbeidha:** il ya une diminution de la capacité de l'ordre 20.11% du modèle avec remplissage partiel par rapport au modèle avec remplissage complet (de 474.36KN à 378.92KN) et une augmentation de l'ordre de 14.25% par rapport au modèle sans remplissage (de 331.63 KN à 378.92 KN), figure (15).

**Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:** de même manière au cas précédent une diminution de 9.76% de la capacité (de 227.96KN à 205.71KN) et une augmentation de l'ordre de 19.22% (de 172.54KN à 205.71KN) , figure (16).

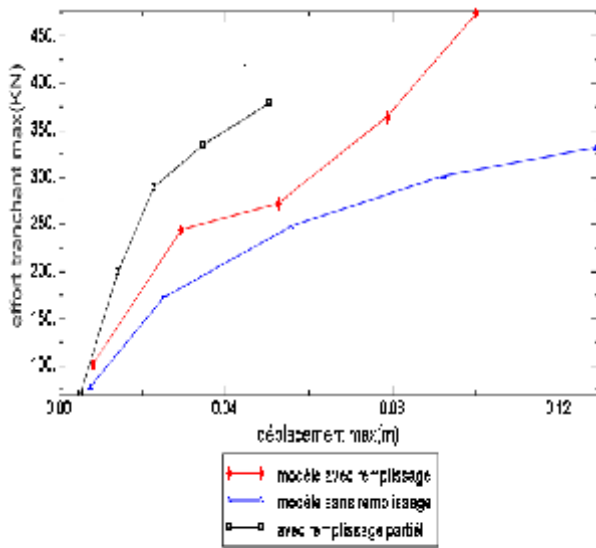


Figure.15- Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc DARELBIDHA

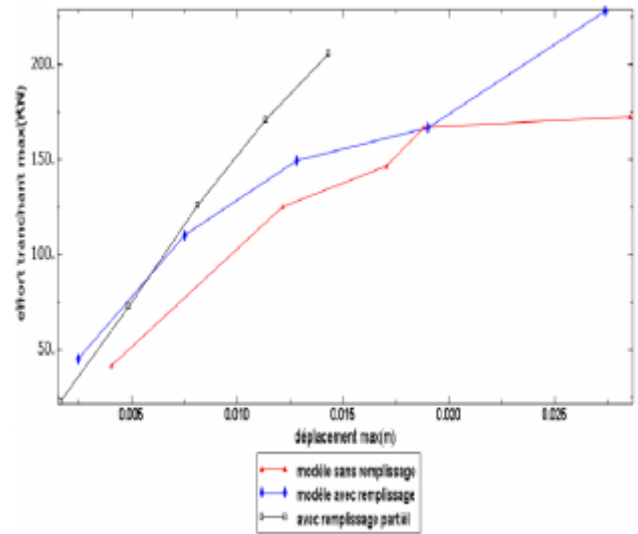


Figure.16- Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc CHENOUA

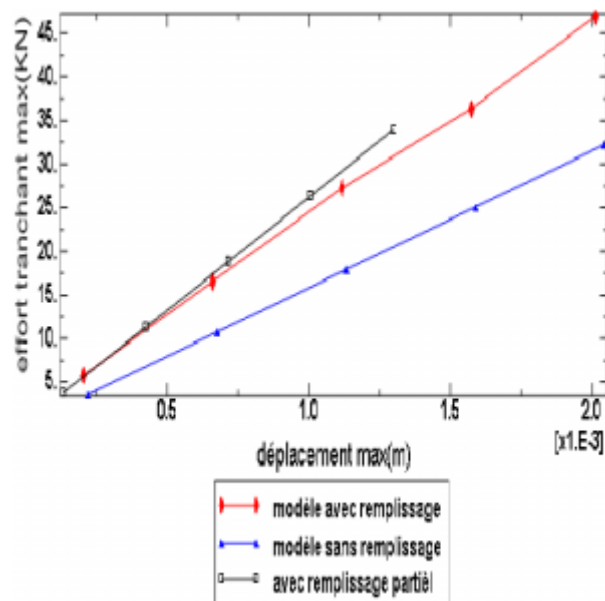


Figure.17- Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc CIRTA

**Sous l'action de l'accélérogramme de cirta:** On constate une diminution de la capacité de l'ordre de 27.70% (de 46.96 à 33.95), et une augmentation de l'ordre de 5.15% (de 32.21 à 33.95) du modèle avec remplissage partiel par rapport aux modèles avec remplissage complet et sans remplissage respectivement, figure (17).

Il est important de noter que pour des niveaux faibles d'accélération, la structure avec remplissage total et la structure avec étage souple ont un comportement presque identique, mais pour des niveaux d'accélération plus élevés, la capacité des structures avec étage souple est largement plus faible que celle du remplissage total indiquant une chute de la capacité portante latérale. De plus, le contenu fréquentiel des différents séismes utilisés dans cette étude ainsi que les caractéristiques dynamiques ont une influence assez importante sur le comportement des remplissages total et partiel qui n'obéit pas à une règle définie et ceci est en accord avec certains chercheurs qui ont trouvé que l'influence des remplissages peut être aléatoire et recommandent donc sa prise en considération.

## 6. CONCLUSIONS

En premier lieu, il est très important de noter que la prise en compte des remplissages en maçonnerie dans le modèle complique davantage l'étude des structures sous charges sismiques à cause de la relative complexité du modèle de la maçonnerie et du nombre relativement important de paramètres nécessaires pour la définition du modèle à bielles pour les remplissages. Ceci peut être une explication à la non prise en compte systématique de la maçonnerie dans les modèles de calcul.

- Des résultats obtenus de cette étude, il ressort d'une part que la maçonnerie augmente la capacité latérale portante et réduit la demande en déformation qui peut réduire l'endommagement dans les structures, d'autre part, une distribution irrégulière de la maçonnerie comme dans le cas d'un étage dégagé peut résulter en un mécanisme souple caractérisé par un comportement relativement fragile de la structure.

Au-delà du domaine élastique, les propriétés structurales des portiques en béton armé changent sous des niveaux croissants d'accélération. Durant un fort tremblement de terre, il y a lieu de s'attendre à une chute de la rigidité, à une diminution de la période et à des pourcentages d'amortissement relativement élevés. Les demandes induites par les remplissages peuvent être importantes et doivent être considérées avec caution.

- Dans certains cas, les résultats obtenus sont relativement aléatoires suggérant la nécessité de considérer dans les analyses les panneaux de remplissage comme éléments structuraux au lieu de les négliger.
- Le modèle à bielles peut être considéré comme un modèle simple mais relativement performant pour la modélisation des panneaux de remplissage.

## BIBLIOGRAPHIE:

[01] Eleni SMYROU<sup>1</sup>, Carlos BLANDON-URIBES<sup>1</sup>, Stelios ANTONIOU, Rui PINHO and Helen CROWLEY: implementation and verification of a masonry panel model for non linear pseudo dynamic analysis of infilled RC frames, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006.

[02] Crisafulli F.J. [1997]: Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures.

[03] Clough R.W., Penzien J. [1994]: Dynamics of Structures, 2nd Edition, McGraw Hill.

[04] Helen CROWLEY and Rui PINHO: Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006.

[05] Hamburger R.O, and all. [2000] "Performance basis of guidelines for evaluation, upgrade and design of moment-resisting steel frames," Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper No. 2543.

## EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME

Halima ABDESSELAM<sup>1</sup>, Amar KASSOUL<sup>2</sup>,

<sup>1</sup>Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie

<sup>2</sup>Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie

### Thème N° 3 : Comportement des structures et des sols ;

#### Résumé

*Le confinement des éléments en béton armé est un paramètre capital qui permet au concepteur d'utiliser un pourcentage suffisant d'armatures transversales afin d'assurer la résistance et la ductilité nécessaire pour la structure. L'objectif de cette communication traite essentiellement le confinement latéral et leur influence sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé dimensionnées selon les règlements Algériens en vigueur. En premier lieu, on expose un aperçu sur la méthode d'analyse statique non linéaire. Afin de réaliser cette étude capacitaire, trois structures représentatives qui répondent aux critères de dimensionnement du règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003) sont identifiées. Cette analyse a permis de fournir les courbes de capacité pour chaque structure, en tenant compte de la résistance à la compression et le pourcentage volumique des armatures transversales. Les résultats obtenus à partir de cette analyse ont montré que quoique le confinement latéral améliore largement la résistance et la ductilité d'une manière locale des éléments, leur effet sur le comportement global reste limité.*

**Mots –Clés :** Béton armé, confinement, armatures transversales, résistance, ductilité, RPA99/V2003, pushover.

#### 1. INTRODUCTION

Le contreventement par portiques auto stables en béton armé est couramment utilisé dans les constructions en béton armé dans le monde. Le comportement de ces portiques est un facteur important qui détermine la performance de toute la structure contre une action sismique. En effet, la prévision des armatures transversales dans les régions potentielles des rotules plastiques des poteaux et des poutres nécessite un intérêt particulier. Actuellement, plusieurs travaux ont été menés sur l'importance du confinement dans l'amélioration de la résistance et la ductilité des éléments linéaire de point de vue local [1, 2]. Or, leur effet de point de vue global de la structure entière n'était pas vraiment mis en évidence. Quoique, les règles parasismiques algériennes RPA 99/V2003 [3] permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable pour les structures situées en zone sismique, ce code enregistre un déficit réglementaire notamment l'absence d'un modèle explicite pour le confinement des éléments linéaires en béton armé.

L'objectif de cet article traite essentiellement le confinement latéral et leur influence sur la résistance et la ductilité des structures entières en béton armé dimensionnées selon les règlements Algériens en vigueur. Dans ce contexte, le comportement non linéaire de trois structures contreventées par portique auto-stable, en tenant compte du confinement latéral des sections seront mis en évidence. Une analyse en poussée progressive (analyse statique non-linéaire de Pushover) sera effectuée afin de déterminer les courbes de capacité de ces structures. Deux paramètres importants sont considérer pour l'étude de l'effet du confinement sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé, en l'occurrence : la résistance à la compression du béton  $f_{c28}$  et le pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ .

#### 2. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE PUSHOVER

##### 2.1. Principe de la méthode

La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et le mode d'apparition des rotules plastiques; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme [4].

Le calcul non linéaire permet d'obtenir la courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général



formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement jusqu'à la rupture. Cette courbe peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations sur la résistance et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique [5].

## 2.2. Formulation de la méthode

L'hypothèse de base de cette méthode est de modéliser la structure à un système à un degré de liberté (1 DDL).

### 2.2.1. Mise en équation

Le vecteur de déplacement relatif  $X$  peut se mettre sous la forme :

$$X = \{\emptyset\}x_l \quad (1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera écrite comme suit :

$$[M]\{\emptyset\}\ddot{x}_l + [C]\{\emptyset\}\dot{x}_l + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$x^* = \frac{\{\emptyset\}^T M \{I\}}{\{\emptyset\}^T M \{I\}} x_l \quad (3)$$

En utilisant l'équation (3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{x}^* + C \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (4)$$

$M^*$ ,  $C^*$  et  $Q^*$  représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\emptyset\}^T [M] \{I\} \quad (5)$$

$$C^* = \{\emptyset\}^T [C] \{\emptyset\} \frac{\{\emptyset\}^T M \{I\}}{\{\emptyset\}^T M \{I\}} \quad (6)$$

$$Q^* = \{\emptyset\}^T Q \quad (7)$$

### 2.2.2. Le déplacement cible

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement. Ce déplacement cible est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de l'analyse push over. Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) [6] :

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (8)$$

Avec:

$T_e$ : la période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée. La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement – effort tranchant) :

$$T_e = T_l \sqrt{\frac{K_l}{K_e}} \quad (9)$$

$K_e$  : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

$C_0$ : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure.

$C_1$ : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique :

$$\begin{cases} C_1 = 1 & \text{Pour } T_e \geq T_0 \\ C_1 = \frac{1+(R-1)T_0/T_e}{R} & \text{pour } T_e < T_0 \end{cases} \quad (10)$$

$T_0$  : période propre fondamentale.

$R$  : rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0} \quad (11)$$

Avec :

$S_a$ : L'accélération spectral,

$V_y$ : limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire ;

$W$ : Poids total de la structure ;

$C_2$ : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

$C_3$  : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P- $\Delta$ .

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (12)$$

Où  $\alpha$  est le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

### 3. DESCRIPTION DES TROIS STRUCTURES

Pour l'analyse de l'effet du confinement latéral sur les structures en béton armé, trois bâtiments contreventés par portiques auto stables sont considérées [7]. Le dimensionnement de ces trois structures a été réalisé selon les codes algériens en vigueur à savoir le règlement parasismique (RPA99/v2003) [3] et le code du béton Algérien CBA 93 [8].

La première structure est un bâtiment a trois niveaux ( $n=3$  (ST1)), implantée dans une zone de moyenne sismicité (zone II), de sol ferme (S3), et de groupe d'usage d'utilisation (1B). Les vues en plan et en élévation sont montrées dans la Figure 1.

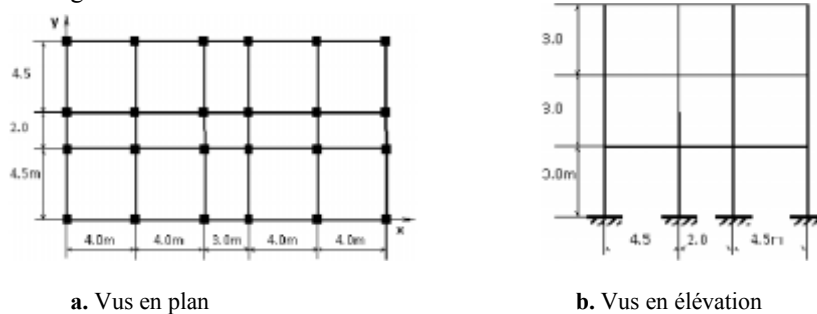


Figure 1. Détail et donnée de la structure (ST1)

La deuxième structure est un bâtiment de cinq niveaux ( $n=5$  (ST2)), a usage d'habitation (groupe d'usage 2), construite on zone de moyenne sismicité (zone I) sur un terrain de sol meuble (Figure 2).

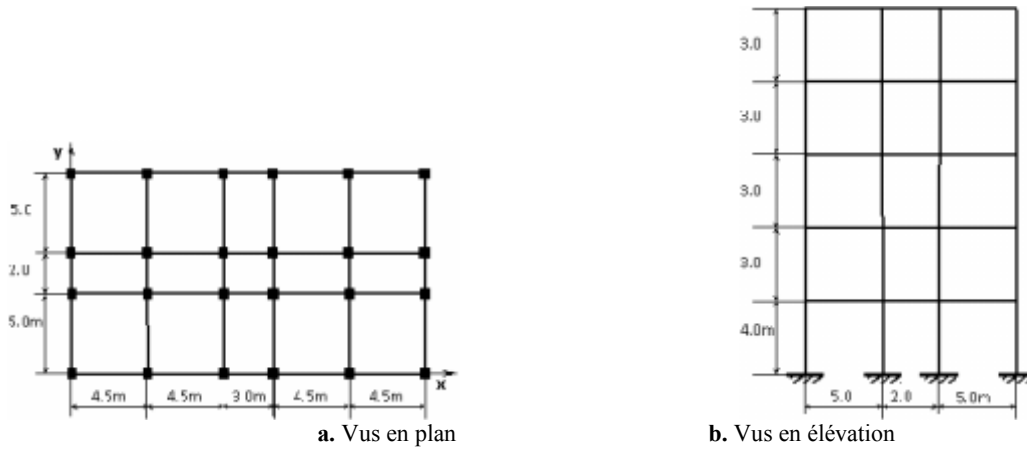


Figure 2. Détail et donnée de la structure (ST2)

Le troisième bâtiment est composé de sept niveaux  $n = 7$  (ST3), implanté dans une zone de faible sismicité (zone I) sur un terrain de sol ferme et de groupe d'usage 3 (Figure 3).

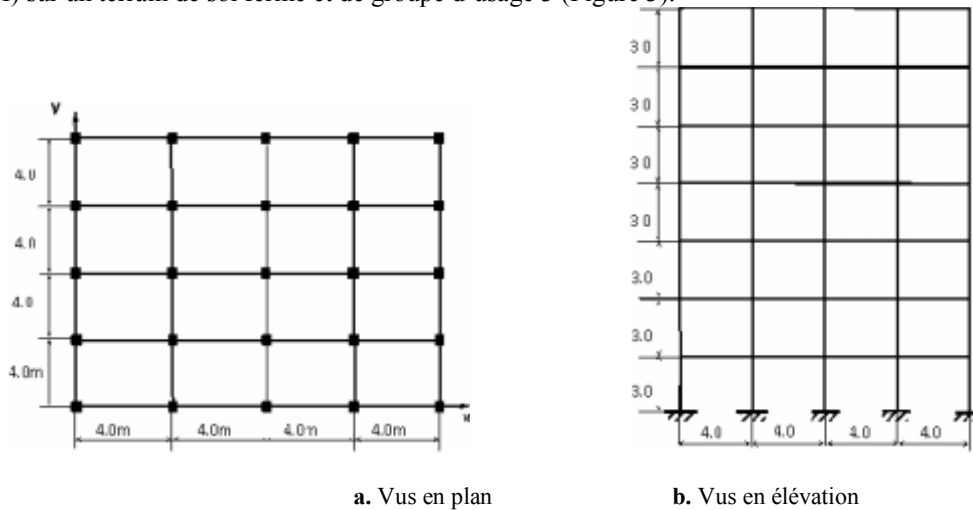


Figure 3. Détail et donnée de la structure (ST3)

#### 4. Effet de $f_{c28}$ sur la résistance et la ductilité

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier le comportement non linéaire des trois structures identifiées. Ce comportement non linéaire est traité en termes de la résistance, la rigidité et la ductilité en présence du confinement. Les résultats obtenus en utilisant le logiciel SAP2000/v14.2 [9] sont analysés et interprétés pour cinq valeurs de la résistance à la compression  $f_{c28}$  à savoir : 22MPa, 30MPa, 35MPa, 40MPa et 45MPa. Les différentes courbes de capacités illustrées sont en général formées par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, car les éléments de la structure au-delà de la limite élastique commencent à se plastifier jusqu'à la ruine.

##### 4.1 Effet de $f_{c28}$ sur la résistance

La figure 4 regroupe les cinq courbes de capacités, correspondant chacune à une valeur de  $f_{c28}$ , de la structure (ST1). Ces courbes représentent la progression de l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci dans le sens-x. D'après cette figure, on observe qu'une fois la valeur de  $f_{c28}$  dépasse 22MPa, ces courbes coïncident entre eux, et l'effet de  $f_{c28}$  devient négligeable sur la capacité de la structure (ST1).

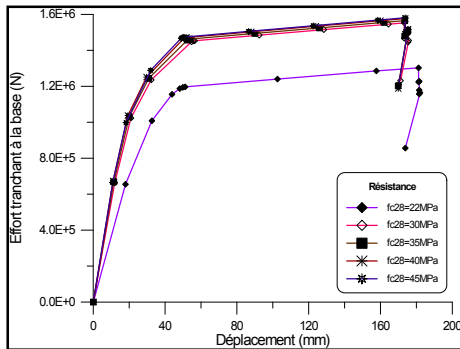


Figure 4. Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-x structure ST1)

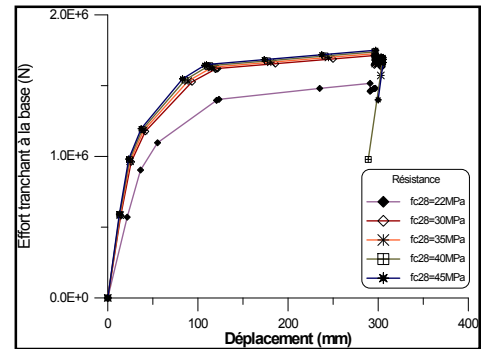


Figure 5. Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-x structure N=5)

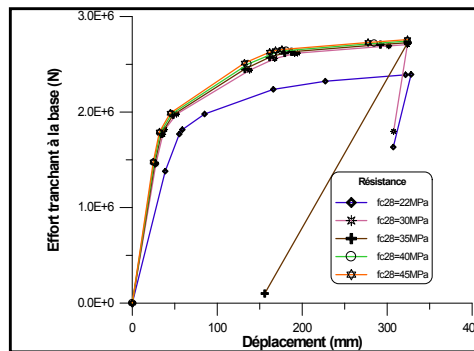


Figure 6. Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-x structure N=7)

Le tableau 1 illustre clairement les valeurs des efforts tranchants aux états élastique et ultime. D'après ce tableau, on remarque que l'effort tranchant ultime de la structure (ST1) atteint une valeur de 1553 KN peut augmenter environ 20% lorsque  $f_{c28}$  augmente plus de 30MPa. En effet, on a une légère augmentation des résistances à la base  $V_u$  et  $V_y$  avec l'augmentation de la résistance de la structure (ST1) est enregistré. Les mêmes observations pour l'analyse statique non linéaire pour les structures (ST2) et (ST3) sont montrées dans les figures 5 et 6. En conséquence, l'augmentation de la résistance à la compression  $f_{c28}$  a un effet légère sur l'amélioration globale de la capacité de résistance des structures.

#### 4.2. Effet de $f_{c28}$ sur la ductilité

L'idéalisation de la courbe de capacité réelle de la structure ST1 schématisé dans la figure 4, est illustré par une courbe bilinéaire dans la figure 7 pour  $f_{c28} = 22$  MPa. Cette courbe illustre le point d'intersection entre la courbe réelle et la courbe idéalisee, et l'égalité entre la surface située sous les deux courbes. Le modèle de charge reste constant au cours de l'analyse mais son amplitude est augmentée progressivement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. En général, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement maximum du bâtiment, quand elle atteint une excitation du séisme maximale. En conséquence, le facteur de ductilité globale de la structure  $\mu_{\Delta}$ , est exprimé par le rapport de ce déplacement cible ( $\Delta_u$ ) et le déplacement à la fin de phase élastique ( $\Delta_y$ ) correspondant à 75 % de l'effort ultime.

Les différentes valeurs du facteur de ductilité globale  $\mu_{\Delta}$  sont montrés dans le tableau 1. Ce tableau montre clairement l'augmentation du facteur de ductilité de 4.9 avec 22 MPa jusqu'au 6.3 avec 45 MPa dans le sens x.

Ici, on peut enregistrer que le facteur de ductilité  $\mu_{\Delta}$  augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance.

Les mêmes observations que précédemment sur les tableaux 2 et 3 pour les structures ST2 et ST3 sont enregistrées. Ce constat montre l'augmentation remarquable qui dépasse 50% dans les deux sens, ce qui offre une ductilité importante à la structure.

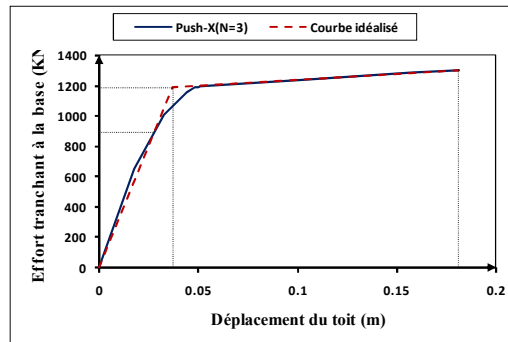


Figure 7. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST1 –  $f_{c28} = 22$  MPa

#### 4.3. Effet de $f_{c28}$ sur la rigidité

La figure 7 illustre la courbe réelle idéalisée par une courbe bilinéaire de la courbe de capacité de la structure ST1 dans le sens x. Cette courbe permet aussi de déterminer la rigidité de la structure. La rigidité initiale où élastique du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes réelle et idéalisée soient égales. Cette rigidité élastique est exprimée par :  $K = V_y/d_y$ . Ainsi que la rigidité plastique qui est exprimé par :  $rK=(V_u-V_y)/(d_u-d_y)$

Les différents résultats obtenus sont illustrés dans le Tableau 1. D'après ce tableau, on peut dire que la rigidité élastique augmente largement avec l'augmentation de  $f_{c28}$ . Par ailleurs, la rigidité plastique diminue comparativement à la rigidité élastique qui diminue de 1078.364KN/m pour 30MPa jusqu'au 987.63KN/m pour 45MPa. Ce qui montre l'apport négatif de l'augmentation de  $f_{c28}$  sur la rigidité plastique.

Tableau 1. Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-x

| $f_{c28}$ (MPa)   | 22           | 30           | 40           | 45           |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Effort à la limite élastique $V_y$ ( $10^3$ KN)           | 1.187        | 1.398        | 1.422        | 1.441        |
| Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ ( $10^3$ KN) | .890         | 1.048        | 1.066        | 1.081        |
| Effort maximal $V_u$ ( $10^3$ KN)                         | 1.302        | 1.553        | 1.576        | 1.597        |
| $V_u/V_{base}$  | 1.000        | 1.192        | 1.211        | 1.227        |
| Déplacement maximal $d_u$ (m)                             | 0.181        | 0.173        | 0.174        | 0.188        |
| Déplacement $d_y$ (m)                                     | 0.037        | 0.030        | 0.028        | 0.030        |
| Rigidité élastique K ( $10^3$ KN/m)                       | 32.10        | 47.01        | 51.50        | 48.77        |
| Rigidité plastique $r.K$ ( $10^3$ KN/m)                   | .795         | 1.078        | 1.058        | .987         |
| Facteur de ductilité globale $\mu_\Delta$                 | <b>4.899</b> | <b>5.826</b> | <b>6.296</b> | <b>6.344</b> |

Les résultats obtenus à partir des courbes de capacités de la structure étudiée ST2 sont enregistrés dans le tableau 2. L'examen de ce tableau montre que, l'effet de l'augmentation de la résistance est remarquable sur l'augmentation de la rigidité élastique de 24393.775KN/m jusqu'au 32864.515KN/m mais la rigidité plastique diminue de 1100.3 KN/m à 720.2 KN/m dans le sens x. on remarque une petite diminution de la rigidité plastique avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ .

Les mêmes observations pour la structure ST3 sont montrées dans le tableau 3. D'après ces résultats, on peut confirmer que la rigidité élastique augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ , par contre la rigidité plastique connaît une nette perte de rigidité et parfois connaît une diminution avec l'augmentation de  $f_{c28}$ .

**Tableau 2.** Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-x

| <b>f<sub>c28</sub> (MPa)</b>   | <b>22</b>    | <b>30</b>    | <b>40</b>    | <b>45</b>    |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Effort à la limite élastique V <sub>y</sub> (10 <sup>3</sup> KN)     | 1.244        | 1.531        | 1.558        | 1.570        |
| Effort tranchant d'intersection αV <sub>y</sub> (10 <sup>3</sup> KN) | .933         | 1.148        | 1.168        | 1.177        |
| Effort maximal V <sub>u</sub> (10 <sup>3</sup> KN)                   | 1.451        | 1.712        | 1.738        | 1.749        |
| V <sub>u</sub> /V <sub>base</sub>                                    | 1.000        | 1.180        | 1.198        | 1.206        |
| Déplacement maximal d <sub>u</sub> (m)                               | 0.239        | 0.296        | 0.297        | 0.297        |
| Déplacement d <sub>y</sub> (m)                                       | 0.051        | 0.053        | 0.049        | 0.048        |
| Rigidité élastique K (10 <sup>3</sup> KN/m)                          | 24.39        | 29.03        | 31.69        | 32.86        |
| Rigidité plastique r.K (10 <sup>3</sup> KN/m)                        | 1.100        | .744         | .728         | .720         |
| Facteur de ductilité globale μ <sub>Δ</sub>                          | <b>4.682</b> | <b>5.606</b> | <b>6.031</b> | <b>6.223</b> |

**Tableau 3.** Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-x

| <b>f<sub>c28</sub> (MPa)</b>   | <b>22</b>    | <b>30</b>    | <b>40</b>    | <b>45</b>    |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Effort à la limite élastique V <sub>y</sub> (10 <sup>3</sup> KN)     | 2.055        | 2.249        | 2.293        | 2.315        |
| Effort tranchant d'intersection αV <sub>y</sub> (10 <sup>3</sup> KN) | 1.541        | 1.687        | 1.720        | 1.736        |
| Effort maximal V <sub>u</sub> (10 <sup>3</sup> KN)                   | 2.393        | 2.706        | 2.743        | 2.758        |
| V <sub>u</sub> /V <sub>base</sub>                                    | 1.000        | 1.131        | 1.146        | 1.152        |
| Déplacement maximal d <sub>u</sub> (m)                               | 0.328        | 0.324        | 0.324        | 0.324        |
| Déplacement d <sub>y</sub> (m)                                       | 0.061        | 0.045        | 0.042        | 0.041        |
| Rigidité élastique K (10 <sup>3</sup> KN/m)                          | 33.81        | 49.85        | 54.70        | 56.72        |
| Rigidité plastique r.K (10 <sup>3</sup> KN/m)                        | 1.266        | 1.636        | 1.593        | 1.562        |
| Facteur de ductilité globale μ <sub>Δ</sub>                          | <b>5.400</b> | <b>7.176</b> | <b>7.728</b> | <b>7.938</b> |

## 5. EFFET DE ρ<sub>vt</sub> SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE

Dans ce paragraphe, on essaye de voir toujours l'effet de confinement sur la résistance et la ductilité des structures, en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales ρ<sub>vt</sub>. Dans ce contexte, les trois structures identifiées précédemment seront analysées et interprétées, on variant quatre valeurs de ρ<sub>vt</sub> à savoir : 0%, 1%, 3% et 5%.

### 5.1. Effet de ρ<sub>vt</sub> sur la résistance

La figure 8 montre les courbes de capacités de la structure (ST1) en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales (ρ<sub>vt</sub>), dans le sens x. D'après cette figure, on observe que la courbe de capacité de résistance globale de la structure s'améliore avec la première augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales ρ<sub>vt</sub> de 0% à 1%. Par ailleurs, l'augmentation de ρ<sub>vt</sub> au-delà de 1% jusqu'à 5% ne donne aucune amélioration à la résistance.

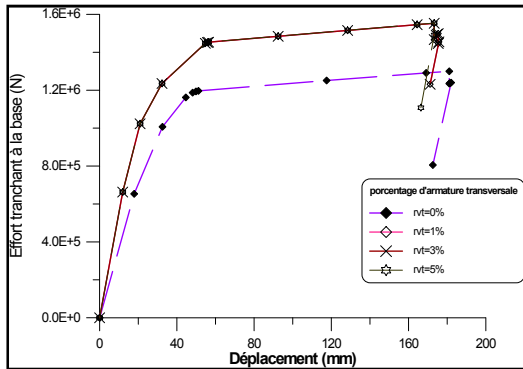


Figure 8. Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-x structure N=3)

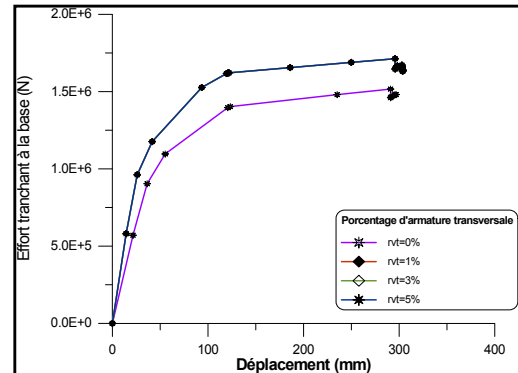


Figure 9. Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-x N=5)

La figure 9 montre les mêmes observations concernant l'effet du pourcentage volumique des armatures transversales sur la résistance de la structure ST2 (N=5) dans les sens x que de la structure précédente de trois niveaux (ST1).

Pour la structure de sept niveaux (ST3), la figure 10, montre les mêmes constatations que les deux structures précédentes. En valeurs de résistance la figure montre la coïncidence entre les courbes correspondant aux valeurs de confinement moyen et élevé, dans les domaines élastique et plastique et qui dépassent de loin la courbe correspond à la structure non confinée ( $\rho_{vt}=0$ ). Numériquement, les valeurs traitées dans le tableau 6 donnent une capacité maximale ultime de 2392.2 KN dans de la structure non confinée, ce valeur augmente à 2706.2 KN lorsque la structure est confinée, soit un taux d'augmentation de 13%. Ce qui montre l'apport positive de la présence du confinement dans les éléments de la structure (ST3).

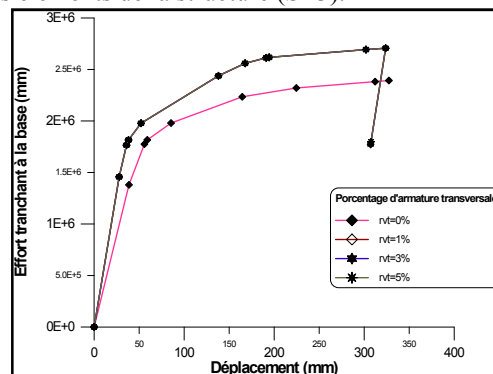


Figure 10. Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-x N=7)

### 5.2. Effet de $\rho_{vt}$ sur la ductilité

L'idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de la figure 8 est montrée dans la figure 11 avec  $\rho_{vt}=0\%$ . Cette courbe est utilisée pour la détermination de la ductilité globale. Les facteurs de ductilités obtenus sont enregistrés dans le tableau 4. D'après ce tableau, le facteur de ductilité globale  $\mu_{\Delta}$  dans le sens de x est 4.9 pour la section non confinée ( $\rho_{vt}=0\%$ ). Lorsque  $\rho_{vt}$  augmente à 1%  $\mu_{\Delta}$  augmente à 5.8. Ici, on observe que la ductilité globale reste constante lorsque  $\rho_{vt}$  augmente de 1% à 5%.

On conséquence, les facteurs de ductilités globales obtenus montrent que l'effet de l'augmentation de  $\rho_{vt}$  sur la ductilité globale est minime contrairement à la ductilité locale, où le pourcentage  $\rho_{vt}$  améliore largement cette dernière d'après la littérature [1, 2].

Le tableau 5 montre les mêmes observations concernant la ductilité globale de la structure ST2 que la structure précédente de trois niveaux (ST1).

Pour la structure ST3 à sept niveaux, les valeurs calculées de  $\mu_{\Delta}$  sont résumées dans le tableau 6. D'après ce tableau, on observe que le facteur de ductilité globale augmente de 5.4 de la structure non confinée à 7.2 pour la même structure confinée à 1%. Ici, on observe l'augmentation de  $\rho_{vt}$  au-delà de 1% n'améliore rien dans la ductilité globale.

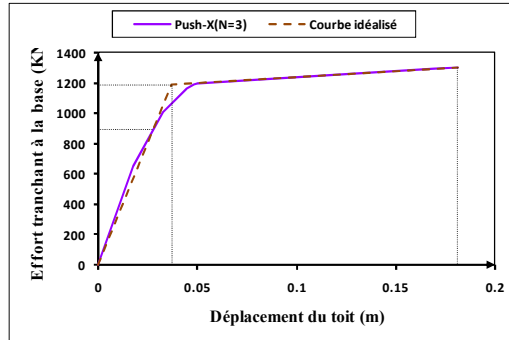


Figure 11. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST1 avec  $\rho_{vt}=0\%$

### 5.3. Effet de $\rho_{vt}$ sur la rigidité

A partir de la figure 11, qui illustre la courbe réelle idéalisée par une courbe bilinéaire de ST1, on peut déterminer les rigidités élastique et plastique. Le tableau 4 regroupe les différentes valeurs des rigidités évaluées. Ce tableau montre que la rigidité élastique de la structure non confinée ( $\rho_{vt} = 0\%$ ) égale à 32143.6KN/m augmente à 47010.9KN/m lorsque la structure est confinée avec ( $\rho_{vt} = 1\%$ ), dans le sens x. Cette rigidité élastique reste constante avec l'augmentation de  $\rho_{vt}$ , ce résultat montre que l'augmentation de  $\rho_{vt}$  au delà de 1% n'influe pas sur la rigidité élastique. Concernant la rigidité plastique, on observe toujours une chute de rigidité, malgré l'augmentation de  $\rho_{vt}$ , la chute de rigidité reste toujours observée même avec l'augmentation de  $\rho_{vt}$  à 5%.

Tableau 4. Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-x

| $\rho_{vt}$   | 0%           | 1%           | 3%           | 5%           |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Effort à la limite élastique $V_y$ ( $10^3$ KN)           | 1.186        | 1.398        | 1.398        | 1.398        |
| Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ ( $10^3$ KN) | 8.90         | 1.048        | 1.048        | 1.048        |
| Effort maximal $V_u$ ( $10^3$ KN)                         | 1.299        | 1.553        | 1.553        | 1.553        |
| $V_u/V_{base}$  | 1.000        | 1.195        | 1.195        | 1.196        |
| Déplacement maximal $d_u$ (m)                             | 0.181        | 0.173        | 0.173        | 0.173        |
| Déplacement $d_y$ (m)                                     | 0.037        | 0.030        | 0.030        | 0.030        |
| Rigidité élastique K ( $10^3$ KN/m)                       | 32.14        | 47.01        | 47.01        | 47.01        |
| Rigidité plastique r.K ( $10^3$ KN/m)                     | .784         | 1.078        | 1.078        | 1.085        |
| Facteur de ductilité globale $\mu_{\Delta}$               | <b>4.906</b> | <b>5.826</b> | <b>5.826</b> | <b>5.825</b> |

Le tableau 5 montre les mêmes observations concernant les rigidités élastique et plastique que la structure précédente (ST1) pour la structure ST2.

Tableau 5. Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-x

| $\rho_{vt}$ | 0% | 1% | 3% | 5% |
|-------------|----|----|----|----|
|-------------|----|----|----|----|



|   |              |              |              |              |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Effort à la limite élastique $V_y$ ( $10^3$ KN)           | 1.244        | 1.531        | 1.531        | 1.531        |
| Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ ( $10^3$ KN) | 0.933        | 1.148        | 1.148        | 1.148        |
| Effort maximal $V_u$ ( $10^3$ KN)                         | 1.451        | 1.712        | 1.712        | 1.712        |
| $V_u/V_{base}$  | 1.000        | 1.180        | 1.180        | 1.180        |
| Déplacement maximal $d_u$ (m)                             | 0.239        | 0.296        | 0.296        | 0.296        |
| Déplacement $d_y$ (m)                                     | 0.051        | 0.053        | 0.053        | 0.053        |
| Rigidité élastique K ( $10^3$ KN/m)                       | 24.39        | 29.03        | 29.03        | 29.03        |
| Rigidité plastique r.K ( $10^3$ KN/m)                     | 1.1          | 7.44         | 7.44         | 7.44         |
| Facteur de ductilité globale $\mu_\Delta$                 | <b>4.682</b> | <b>5.606</b> | <b>5.606</b> | <b>5.606</b> |

Les valeurs des rigidités élastique et plastique de la structure ST3 à sept niveaux sous l'effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  est représenté dans le tableau 6. D'après ce tableau, les mêmes constats sont observés que les structures analysées précédemment.

**Tableau 6.** Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-x

| $\rho_{vt}$   | 0%           | 1%           | 3%           | 5%           |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Effort à la limite élastique $V_y$ ( $10^3$ KN)           | 2.055        | 2.249        | 2.249        | 2.249        |
| Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ ( $10^3$ KN) | 1.541        | 1.687        | 1.687        | 1.687        |
| Effort maximal $V_u$ ( $10^3$ KN)                         | 2.392        | 2.706        | 2.706        | 2.706        |
| $V_u/V_{base}$  | 1.000        | 1.131        | 1.131        | 1.131        |
| Déplacement maximal $d_u$ (m)                             | 0.328        | 0.324        | 0.324        | 0.324        |
| Déplacement $d_y$ (m)                                     | 0.061        | 0.045        | 0.045        | 0.045        |
| Rigidité élastique K ( $10^3$ KN/m)                       | 33.74        | 49.85        | 49.85        | 49.85        |
| Rigidité plastique r.K ( $10^3$ KN/m)                     | 1.261        | 1.636        | 1.636        | 1.636        |
| Facteur de ductilité globale $\mu_\Delta$                 | <b>5.376</b> | <b>7.176</b> | <b>7.176</b> | <b>7.176</b> |

## 6. CONCLUSION

L'analyse du comportement non linéaire, en tenant compte de la résistance à la compression  $f_{c28}$  et le pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ , de trois structures auto stables dimensionnées selon les règlements Algériens en vigueur (CBA-93 et RPA-99/2003), nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

1. l'augmentation de la résistance à la compression  $f_{c28}$  permet une légère augmentation de la capacité de résistance des structures,
2. Le facteur de ductilité globale de la structure augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ .
3. En générale, la rigidité élastique augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ , par contre la rigidité plastique connaitre une nette perte de rigidité et parfois une diminution avec l'augmentation de  $f_{c28}$ .
4. la courbe de capacité de résistance globale de la structure s'améliore avec la première augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  de 0% à 1%. Au-delà de certain pourcentage de confinement plus de 1% même à 5% ne donne aucune amélioration à la résistance.

5. L'augmentation de  $\rho_{vt}$  a un effet minime sur la ductilité globale contrairement à la ductilité locale, où le pourcentage  $\rho_{vt}$  améliore largement cette dernière.
6. La rigidité élastique des structures reste constante avec l'augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ . Or, pour la rigidité plastique, on observe toujours une chute de rigidité, malgré l'augmentation de  $\rho_{vt}$ , cette chute de rigidité reste toujours observée même avec l'augmentation de  $\rho_{vt}$  à 5%. En générale, malgré que les paramètres influençant le confinement améliorent considérablement la résistance et la ductilité locale des sections et des éléments structuraux, cet apport positif n'est pas largement observé dans la résistance et la ductilité de point de vue globale de la structure.

## **7. BIBLIOGRAPHIE**

1. B. D. Scott, R. Park, N., Priestley, Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, ACI J., 79, 1 (1982)
2. J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, J.S.Eng., 114, 8 (1988)
3. RPA-99/V2003. "Règles parasismiques Algériennes 1999". Document technique réglementaire DTR-BC 248 – Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger
4. K. Drouna, Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de magister, Université Mentouri de Constantine, Algérie, (2010)
5. A. BOUMEKKIK, Analyse Pushover des Structures en béton armé, Comité National D'évaluation et de Programmation de la Recherche Universitaire, Université de Batna (2005)
6. FEMA273, Federal Emergency Management Agency. "NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Chapitre3
7. H. ABDESSELAM, Effet du confinement latéral sur la résistance et la ductilité des structures en béton arme dimensionnées selon le règlement parasismique algérien RPA99/V2003, Mémoire de magister, Université Hassiba Ben Bouali De Chlef (Algérie), (2013)
8. CBA-93, "Code de béton algérien 1993". Document technique réglementaire DTR-BC -CGS, Alger, 1994
9. CSI Manual (Computer and Structure Inc) SAP2000 V14.1, Analysis manual: Inelastic Time History Analysis, (2009)

## COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE STRUCTURE APRES RENFORCEMENT PAR DES FIBRES DE CARBONE

T.AYAD<sup>1</sup>, T.KADRI<sup>2</sup>, A.REZIGUA<sup>3</sup>, AA.DOUCENE<sup>4</sup>, N.SADKI<sup>5</sup>

<sup>1</sup>[axiom012001@hotmail.fr](mailto:axiom012001@hotmail.fr) (Laboratoire des Matériaux et Procédés de Construction Université de Mostaganem)

<sup>2</sup>[kadriusaccp@gmail.com](mailto:kadriusaccp@gmail.com) (Laboratoire des Matériaux et Procédés de Construction Université de Mostaganem)

<sup>3</sup>[rezigua.doc@gmail.com](mailto:rezigua.doc@gmail.com) (Laboratoire des Matériaux et Procédés de Construction Université de Mostaganem)

<sup>4</sup>[doucenetd27@hotmail.com](mailto:doucenetd27@hotmail.com) (Laboratoire des Matériaux et Procédés de Construction Université de Mostaganem)

<sup>5</sup>[nizar91100@hotmail.com](mailto:nizar91100@hotmail.com) (Laboratoire des Matériaux et Procédés de Construction Université de Mostaganem)

### Résumé

Le présent travail a pour objet l'étude d'un assemblage collé à simple recouvrement sous un chargement de traction, en présence d'une fissure inter laminaire. Une méthode analytique a été proposée pour décrire le bilan d'efforts et de moments au niveau de la zone fissurée. Par la suite, ce bilan a été transféré vers l'interface et aux deux bords de l'assemblage collé. En se servant des modèles analytiques existant dans la littérature, nous avons proposé un facteur correcteur pour ajuster la valeur du moment de flexion et de la contrainte de cisaillement aux bords du joint collé. Une étude paramétrique a été effectuée en fonction du changement des dimensions de la position de la pré-fissure et des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'adhésif et du substrat afin d'évaluer la contrainte de cisaillement le long du joint collé.

**Mots –Clés :** Composite, Assemblage Colle, Endommagement, Fissure, Contrainte de Cisaillement.

## 1 INTRODUCTION

Lors d'une sollicitation quelconque d'une structure, le développement de l'endommagement au sein du matériau commence assez tôt. Les premiers endommagements détectés, commencent à se développer à l'échelle microscopique lorsque l'effort localise atteint la limite de rupture d'un des constituants ou celle de l'interface les reliant. Les microfissures qui se développent sont habituellement trop petites pour causer la rupture finale du matériau. Ainsi, un nombre important de ces microfissures s'accumulent avant la rupture finale.

La durabilité d'une structure est l'une des préoccupations majeures des concepteurs lors de la réalisation d'un projet mais également durant la mise en service. En effet, la détérioration suite à un impact, une corrosion ou même une mauvaise exploitation est problématique et il est souvent plus rentable de réparer, voire de renforcer cette structure que de la reconstruire. L'utilisation des matériaux composites dans la réparation ou le renforcement des structures endommagées présente des avantages indéniables. Plusieurs méthodes de renforcement et réparation ont été développées, parmi celles-ci, le collage à base de plaques ou de tissus en fibres de carbone.

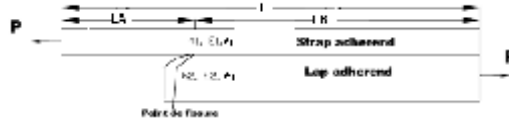
La problématique des réparations et renforcements des structures partiellement endommagées a déjà fait l'objet de plusieurs investigations. De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement mécanique des éléments constituant l'assemblage collé (substrat, adhésive, patch).

## 2. ASSEMBLAGE COLLE PRE-FISSURE SOUS CHARGEMENT LONGITUDINAL

### 1.2. Modele A Simple Recouvrement

Dans cette section, les flèches et les moments de flexion dans l'assemblage choisi (figure 1) vont être déterminés en utilisant l'approche de Goland et Reissner (1944) pour un assemblage collé simple (un seul de recouvrement). La configuration du spécimen de cisaillement de la couche fissurée et les paramètres liés à ce phénomène, sont montrés dans la figure 1(a). Suivant l'approche de Goland et Reissner, la couche d'adhésive est assumée d'être plus mince ; comparée à l'adhérent qu'elle peut être négligée.

La figure 1(b) illustre le plan neutre du spécimen et les coordonnées du problème. Pour la convenance, deux systèmes de coordonnées fixes ( $x_1, w_1$ ) et ( $x_0, w_0$ ) sont introduits pour les parties du spécimen de gauche à droite du type de fissure, respectivement ;  $w_1$  et  $w_0$  les coordonnées représentent la flèche du spécimen de la condition non-chargée et positive vers le bas. La convention du signe du moment de flexion  $M$ , la force de cisaillement  $V$ , et la force axiale  $P$  sont montrées dans Fig. 1(c). En plus de la charge appliquée  $P$ , la réaction  $R_A$  et le moment de flexion,  $M_A$ , ont encore la possibilité d'existence selon les types de conditions aux limites. Le spécimen est considéré comme problème plan alors, les forces et les moments sont positionnés au plan moyen de la largeur du spécimen.



Configuration d'un joint (assemblage collé) de cisaillement fissuré.



Systèmes de coordonnées.



Signe de convention.



Charge appliquée, forces réactives et moments.

Figure 1. Illustration de la configuration du joint de cisaillement.

Suivant l'approche de Goland et Reissner, on peut fixer  $M_1$  et  $M_0$  égal au moment de flexion à la position  $x_1$  et  $x_0$  par chaque unité de largeur,

$$M_1 = P \left( \alpha_n x_n - w_1 + \frac{R_A}{P} x_1 + \frac{M_A}{P} \right) \quad (1)$$

$$M_0 = P \left[ \alpha_n (x_0 + l_A) - w_0 - \left( \frac{h_1}{2} + h_2 - \Delta h_1 \right) + \frac{R_A}{P} (x_0 + l_A) + \frac{M_A}{P} \right] \quad (2)$$

$\Delta$  est une quantité adimensionnelle :

$$\Delta = \frac{1 + 2\Sigma\eta + \Sigma\eta^2}{2\eta(1 + \Sigma\eta)} \quad (3)$$

$\eta$  est le rapport de l'épaisseur de angle du chevauchement d'adhérents :

$$\eta = \frac{h_1}{h_2} \quad (4)$$

$\Sigma$  est le rapport des modules de Young de l'angle du chevauchement d'adhérents :

$$\Sigma = \frac{E_1^*}{E_2^*} \quad (5)$$

Où,  $\alpha_n$  représente l'angle entre la coordonnée  $x_1$ (ou  $x_0$ ) et la ligne d'application de la charge (AB)

$$\alpha_n = \frac{\left(\frac{h_1}{2} + h_2 - \Delta h_1\right)}{L} \quad (6)$$

Similaire de la théorie de la flexion cylindrique des plaques minces, les équations différentielles pour la flèche transversale,  $w_1$  et  $w_0$  peuvent être données par :

$$\frac{d^2 w_1}{dx_1^2} = -\frac{M_1}{D_1} = -\frac{P}{D_1} \left( \alpha_n x_1 - w_1 + \frac{R_A}{P} x_1 + \frac{M_A}{P} \right) \quad (7)$$

$$\frac{d^2 w_0}{dx_0^2} = -\frac{M_0}{D_0} = -\frac{P}{D_0} \left[ \alpha_n (x_0 + l_A) - w_0 - \left( \frac{h_1}{2} + h_2 - \Delta h_1 \right) + \frac{R_A}{P} (x_0 + l_A) + \frac{M_A}{P} \right] \quad (8)$$

Où  $D_1$  et  $D_2$  sont la rigidité de flexion des deux éléments constituant l'assemblage collé.

La résolution des deux équations différentielles (3.11) et (3.12), nous donne :

$$\frac{w_1}{L} = A_1 \cosh(\lambda_1 x_1) + B_1 \sinh(\lambda_1 x_1) + \left( \alpha_n + \bar{R}_A \right) \frac{x_1}{L} + \bar{M}_A \quad (9)$$

$$\frac{w_0}{L} = A_0 \cosh(\lambda_0 x_0) + B_0 \sinh(\lambda_0 x_0) + \left[ \left( \alpha_n + \bar{R}_A \right) \frac{(x_0 + l_A)}{L} - \alpha_n + \bar{M}_A \right] \quad (10)$$

Où :

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{P}{D_1}} \quad \text{et} \quad \lambda_0 = \sqrt{\frac{P}{D_0}} \quad (11)$$

### 3. CALCUL DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

#### 3.1. Facteur Correcteur Du Moment Selon Goland Et Reissner

Il a été constaté que la présence d'une fissure dans l'adhérent (substrat ou la tôle collée), génère une forte concentration de contrainte au point de fissure, comme elle influe sur la contrainte aux bords de l'assemblage collé. Si la contrainte aux bords est assez importante, une probable fissure peut se déclencher. Afin de prédire la contrainte aux bords, nous avons fait appel à l'approche de Goland et Reissner.

Cette approche conçue initialement pour la correction de la valeur du moment fléchissant d'un assemblage collé à simple recouvrement sans la fissure, peut être introduite dans notre modèle afin d'ajuster le moment fléchissant d'un assemblage collé en présence d'une fissure. La combinaison entre l'approche de Goland et Reissner ainsi que celle de Liyong Tong, nous permet d'introduire un facteur correcteur  $k$ , aboutissant à la détermination de la contrainte de cisaillement au bord de notre assemblage collé en présence de la fissure.

D'après nombreuses études, il a été constaté que si les deux adhérents sont épais ou assez rigides, l'assemblage collé reste non déformé, par contre si les deux adhérents sont minces ou de faibles rigidités, le joint subit une déformation (figure 2). Dans ce cas, le moment de flexion et la force de cisaillement ne sont pas colinéaires. Si la charge imposée  $P$  est assez faible, la rotation dans la zone de recouvrement est négligeable, le moment fléchissant au bord est exprimé par

$$M_0 = \frac{Pt}{2} \quad (12)$$

Quand la charge est augmentée, les rotations dans la zone du recouvrement sont assez importantes. Cette rotation sera transmise jusqu'aux bords de l'assemblage collé. C'est dans ce cas que Goland et Reissner introduisent le facteur correcteur  $k$ , par conséquent le moment de flexion aux bords de l'assemblage collé s'exprime de nouveau par :

$$M_0 = k \frac{Pt}{2} \quad (13)$$

Le facteur k dans cette formule est toujours petit à 1.

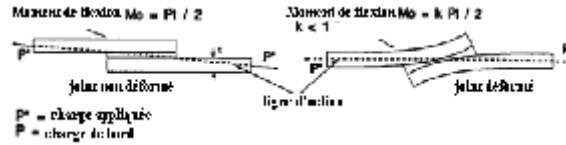


Figure 2. Moment de flexion dans un joint déformé sous charge de traction.

Puisque Goland et Reissner considèrent dans leur approche que l'assemblage collé à simple recouvrement soumis à une charge longitudinale fléchit sous une forme presque parabolique sur une longueur assez importante, donc il peut être traité comme une plaque en flexion cylindrique à section variable. Dans cette théorie, la relation entre le moment de flexion et la flèche est exprimée par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2w}{dx^2} = -\frac{M}{D} \quad (14)$$

Avec D est la rigidité à la flexion, exprimée par :

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (15)$$

La dérivée de l'équation (3.67), nous donne l'expression de l'effort tranchant.

$$\frac{d^3w}{dx^3} = -\frac{Q}{D} \quad (16)$$

A cause du changement de la rigidité le long de l'assemblage collé, Goland et Reissner divisent dans leur analyse le joint en trois plaques : les deux adhérents et la région de recouvrement (figure 2). L'égalité entre les deux expressions (12 et 13), nous permet d'écrire :

$$M_0 = D \cdot \left[ \frac{d^2w}{dx^2} \right]_{\text{au bord}} = k \frac{Pt}{2} = \frac{1}{1+2\sqrt{2}\tanh\frac{\lambda c}{2\sqrt{2}}} \frac{Pt}{2} \quad (17)$$

Avec k, le facteur correcteur du moment donné selon Goland et Reissner par :

$$k = \frac{1}{1+2\sqrt{2}\tanh\frac{\lambda c}{2\sqrt{2}}} \quad (18)$$

$$\lambda = \sqrt{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{\sqrt{P/tE}}{t} = \frac{P}{D} \quad (19)$$

E, t,  $\nu$  sont les propriétés de l'adhérent et c est la demie longueur du recouvrement.

Pour pouvoir déterminer le facteur k, Goland et Reissner supposent que le joint est symétrique (adhérents identiques), la largeur de l'adhérent est très importante par rapport à l'épaisseur, et l'épaisseur de l'adhésif est négligée. L'angle  $\alpha$  de la ligne d'action est négligé en calcul de traction des bords et la théorie élémentaire des plaques est valide.

$$P = P^* \cdot \cos(\alpha) \quad (20)$$

La force de cisaillement Q au bord du joint, prend la forme :

$$Q = -D \left[ \frac{d^3w}{dx^3} \right]_{\text{au bord}} = k \frac{Pt}{2} \sqrt{\frac{P}{D}} \quad (21)$$

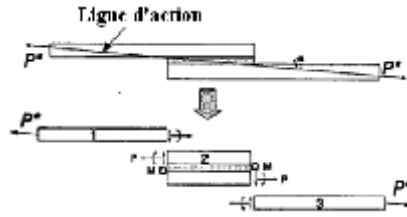


Figure 3. Divisons et charges dans l'assemblage collé.

Equilibre de la région du recouvrement

La force de cisaillement dans la zone de recouvrement est déterminée par l'équilibre du moment relatif (Figure 3):

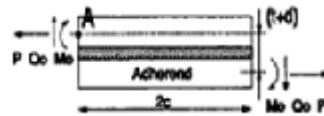


Figure 4. La zone du recouvrement de l'assemblage collé.

$$Q_{\text{équilibre}} = \frac{(t + d)P - 2M_0}{2c} \quad (22)$$

La contrainte de cisaillement est donnée par le rapport entre la force de cisaillement et la section transversale. En résolvant l'équation différentielle du second ordre, Goland et Reissner ont abouti à l'expression générale de la contrainte de cisaillement.

$$\tau(m) = \left[ \frac{\beta \cdot c}{t} \cdot (1 + 3 \cdot k) \cdot \frac{\cosh\left|\frac{\beta \cdot c}{t} \cdot m\right|}{\sinh\left|\frac{\beta \cdot c}{t}\right|} + 3 \cdot (1 - k) \right] \cdot p \cdot \frac{t}{\beta \cdot c} \quad (23)$$

Avec

$$\beta = \sqrt[8]{\frac{G_a \cdot t}{E \cdot d}} \quad (24)$$

### 3.2. Combinaison Entre L'étude De Liyong Tong Et L'approche De Goland Et Reissner

Selon L.Tong [8], il est possible d'exprimer le moment de flexion MA en présence de la fissure :

$$M_A = \frac{P \cdot t \cdot \cosh(\mu_2 \cdot x_A)}{2} \cdot \left[ 1 + k \left( 1 + \frac{(\mu_1 \cdot \tanh(\mu_2 \cdot x_A))}{(\mu_2 \cdot \tanh(\mu_2 \cdot l))} \right) \right] \quad (25)$$

De l'équation (25), nous pouvons extraire le facteur k :

$$k = \frac{\left[ \frac{2 \cdot M_A}{P \cdot t} + \cosh(\mu_2 \cdot x_A) \right]}{\left( 1 + \left( \frac{\mu_1 \cdot \tanh(\mu_2 \cdot x_A)}{(\mu_2 \cdot \tanh(\mu_2 \cdot l))} \right) \right)} \quad (26)$$

Alors pour le calcul de la contrainte de cisaillement au niveau de la couche de l'adhésif en présence de fissure, on peut utiliser la formule de Goland et Reissner (23) et introduire de nouveau le facteur k donné par l'équation (26). A la position  $x_A = 0$ , le moment MA est donné par :

$$M_A = \frac{Pt}{2} (1 + k') \quad (27)$$

$k'$  est le facteur correcteur introduit par Liyong Tong dans un assemblage collé non fissuré. Il prend la même expression (27), mais le moment au bord MA est constant.

#### 4. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Cette théorie est basée sur les équations différentielles pour les contraintes d'adhésif :

**Tableau 1.** *Caractéristiques géométrique d'un l'assemblage collé*

| Caractéristiques géométriques     | Dimensions | Unités |
|-----------------------------------|------------|--------|
| c : demi-longueur du recouvrement | 25         | [mm]   |
| b : largeur du joint              | 25.4       | [mm]   |
| t : l'épaisseur des l'adhérents   | 1.72       | [mm]   |
| d : l'épaisseur de l'adhésif      | 0.16       | [mm]   |

**Tableau 2.** *Caractéristiques mécaniques des quatre matériaux choisis.*

| Caractéristiques           | Acier | Aluminium | Verre/Epoxy | Carbonne/Epoxy |
|----------------------------|-------|-----------|-------------|----------------|
| E : module de Young [MPa]  | 210   | 72.45     | 45          | 181            |
| v : coefficient de poisson | 0.3   | 0.33      | 0.3         | 0.28           |

**Tableau 3.** *Caractéristiques mécaniques de l'adhésif*

| Caractéristiques mécaniques | Dimensions | Unités |
|-----------------------------|------------|--------|
| Ga : module de cisaillement | 700        | [MPa]  |
| Ea : module de Young        | 2400       | [MPa]  |
| v : coefficient de poisson  | 0.32       |        |

##### 4.1. Contrainte De Cisaillement Dans Une Poutre Intacte

La distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface d'un assemblage collé qui ne contient aucune fissure, a été présentée pour montrer les points les plus critiques (Figure 5). De cette figure, il est nettement visible que cette contrainte admet des valeurs maximales aux bords. En allant vers le centre, cette contrainte est intensivement réduite. Donc, nous pouvons dire que le bord représente le point le plus critique dans notre assemblage collé. Par la suite, lorsque, nous allons ajouter, la fissure longitudinale, il faut toujours contrôler les contraintes dans ce point pour ne pas avoir le décollement complet de notre assemblage.



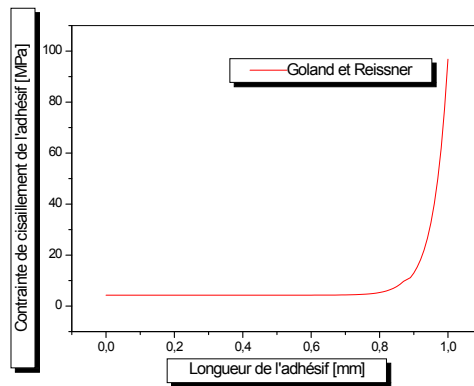


Figure 5. Variation de la contrainte de cisaillement au niveau de la couche d'adhésif pour un assemblage intact.

#### 4.2. Effet De La Longueur De Fissure Sur La Force De Cisaillement

La présence de la fissure longitudinale génère des efforts et des moments à la pointe de la fissure. Si ces efforts et ces moments sont assez importants, ils peuvent contribuer à la propagation de la fissure. Ce qui engendre la ruine de notre assemblage collé. Donc afin d'avoir une idée sur l'évolution de la contrainte cisaillement sur une demie longueur de la fissure, nous avons présenté la figure 6. De cette figure, il est visible que cette force décroît avec l'augmentation de la distance de la fissure. La même constatation est faite pour les résultats numériques donnés par ANSYS. Ceci explique que lorsque la fissure augmente, la résistance au cisaillement diminue à cause de la perte de rigidité au cisaillement.

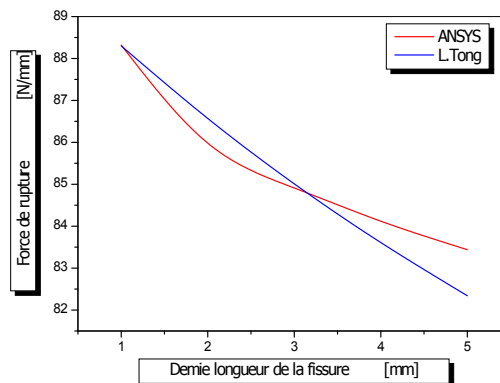


Figure 6. Variation des forces axiales en fonction de la demi-longueur de fissure.

#### 4.3. Effet De La Variation De La Position De Fissure Sur La Force De Cisaillement

Pour mieux quantifier cette force de cisaillement, nous avons évalué sa variation en fonction de la position de la fissure (Figure 7). De cette figure, il est évident que la force augmente en fonction de la position de la fissure. Deux cas critiques sont localisés. Il s'agit de la position la plus proche environ 0,2 mm du joint de colle et la plus lointaine de 1,8 mm. Si la fissure est très proche du joint collé, la force de cisaillement est très petite à cause de la perte de rigidité au cisaillement. Par contre pour une fissure lointaine, cette force est très importante parce le joint collé est considéré comme presque intact (une forte rigidité).

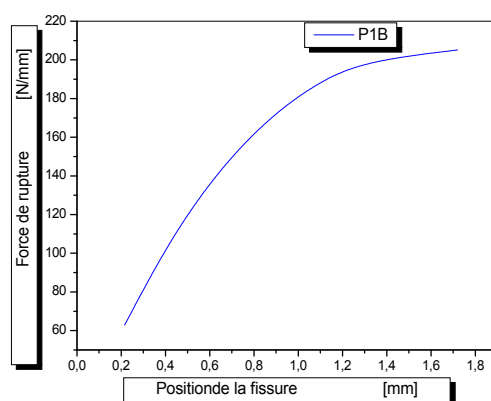


Figure 7. Variation de la force de rupture en fonction de la position de fissure.

#### 4.4. Effet De La Longueur De Fissure Sur La Contrainte D'interface Au Bord

Après avoir évalué les forces de cisaillement au niveau du point collé, nous allons cette fois voir leurs effets sur la génération des contraintes de cisaillement. En plus, nous avons déjà vu aux paragraphes précédents que la contrainte est toujours maximale aux bords du joint collé. A cet effet, nous allons dans ce qui suit, représenté seulement la valeur maximale de cette contrainte (au bord). Dans la figure 8, nous avons évalué la contrainte de cisaillement au bord en fonction d'une augmentation progressive de la longueur de la fissure de 0 à 5 mm. De la présente figure 8, il est évident que cette contrainte décroît en fonction de la longueur de la fissure. Parce que la présence de la fissure absorbe une partie de l'énergie dissipée vers les deux bords.

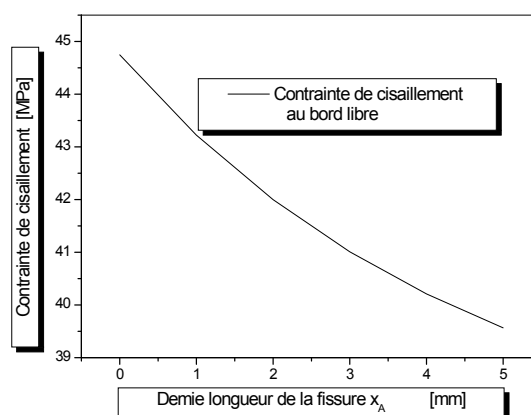


Figure 8. Variation de la contrainte de cisaillement au bord en fonction de la longueur de fissure.

#### 4.5. Effet Du Changement Du Matériau Sur La Contrainte D'interface Au Bord

Assemblage collé simple

D'après la littérature, il a été constaté que la nature du matériau a un effet significatif sur les performances d'un assemblage collé. Pour cette raison, nous avons évalué la contrainte de cisaillement en fonction de la charge appliquée pour quatre types de matériaux (Voir tableau 2). De la figure 9, il est évident que cette contrainte augmente en fonction de l'augmentation de la charge appliquée. De plus, l'acier et le carbone/époxy génèrent des contraintes de cisaillement plus élevées à cause de hautes performances. Mais, d'un point de vue compatibilité d'adhérence et résistance à la corrosion, le carbone/époxy est bien meilleur.

Les faibles contraintes sont offertes par l'Aluminium et le verre/époxy parce' ils ont des caractéristiques mécaniques moyennes.

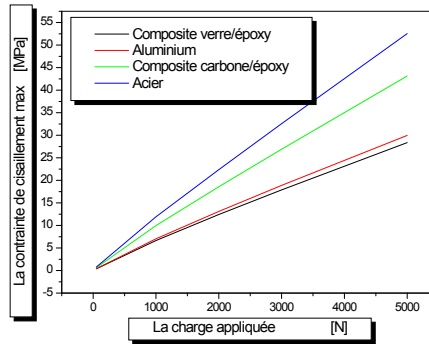


Figure 9. Variation de la contrainte de cisaillement au bord pour quatre types de matériaux.

#### Assemblage collé hybride

Si les deux substrats ne sont pas de même nature, l'assemblage collé va subir une rotation en plus du phénomène de la traction (compression). Cette rotation peut être la responsable de la défaillance du joint collé ou de la rupture du substrat le moins rigide. Pour cette raison, nous avons présenté à la figure 10, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la charge appliquée pour trois assemblages hybrides. Contrairement à un assemblage symétrique (substrats identiques), où les contraintes sont maximales pour le matériau le plus rigide; cette fois les contraintes maximales sont offertes par l'assemblage collé qui a un rapport de rigidité le plus élevé entre les deux substrats (Carbone époxy/verre époxy) et cela à cause des considérations cités auparavant. Par exemple le rapport de rigidité entre le Carbone époxy/verre époxy passe de 4.022 à 0.862 pour le cas d'un assemblage en Carbone/Acier.

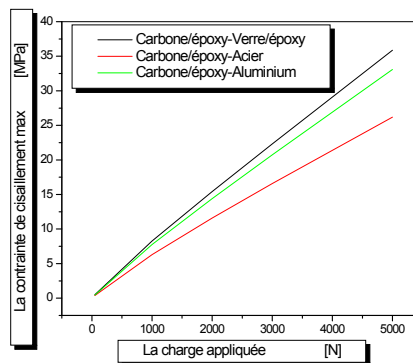


Figure 10. Variation de la contrainte de cisaillement au bord libre d'adhésif (pour différents types d'assemblage)

## 5. CONCLUSION

Le présent travail nous a permis d'étudier l'évolution des contraintes d'interface dans un assemblage collé présentant une fissure. Le modèle analytique à été proposé pour la détermination des efforts et des moments dans la zone fissurée. Ce bilan d'efforts et de moments a été transféré à l'interface pour calculer la contrainte de cisaillement le long du joint collé. A partir des résultats obtenus, nous avons constaté que :

La présence des pré-fissures cause une réduction significative dans les charges de rupture.

La présence de la fissure lointaine n'a aucun effet dans la distribution des contraintes de cisaillement dans l'adhésif.

La variation de la longueur de cette fissure influe sur la valeur de la contrainte de cisaillement dans la couche d'adhésif.

L'effet de la fissure sur la distribution de la contrainte de cisaillement est négligeable si le bord libre de la couche d'adhésif est plus loin de cette fissure.

Pour la réduction de l'effet de la fissure, la longueur de la couche d'adhésif doit être plus importante que celle de la fissure.

#### REFERENCES

- [1] Tong, L., Jain, L.K., Leong, K.H., Kelly, D., Herszberg, I. «Failure of transversely stitched RTM lap joints» *Comp. Science Tech.*, 1998, vol. 58, pp. 221-227. 11.
- [2] Goland M., Reissner E. «The stress in cemented joints, *Journal of Applied Mechanics*» 1944, Vol. 11, N° 1, pp. A-17-27.
- [3] Tong, L. «Strength of adhesively bonded single lap and lap-shear joints» *Int. J. Solids Structures*, 1998, vol. 35, No. 20, pp. 2601-2616.
- [4] Sheppard, A., Kelly, D., Tong, L. «A damage zone model for the failure analysis of adhesively bonded joints» *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 1998, vol. 18, pp. 385-400.
- [5] Cheuk PT, Tong L. «Failure of adhesive bonded composite lap shear joints with embedded precrack» *Compos Sci Technol* 2002;62:1079-95.
- [6] Mc BAIN J.W., HOPKINS D.G. « On adhesives and adhesive action» *Journal of Physical Chemistry* 1925 (29), 188-204
- [7] Anon. «ICI Fiberite materials handbook» AZ (USA): Temps; 1999.
- [8] Tong L. «Failure of adhesive-bonded composite single lap joints with embedded cracks» *AIAA Journal* 1998;36(3):448-56.

## **4. Dynamique des sols**

## PREDICTION DES DEFORMATIONS DE TERRAINS EN PENTE DANS UNE ZONE SISMIQUE : EXEMPLE RN 14 A THENIET EL HAD

BESSEGHIER ABDERRAHMANE

Centre Universitaire de Tissemsilt, Institut des Sciences et Technologies, B.P 182,38000 Tissemsilt, Algeria

E-mail :besseghier@yahoo.fr

### Thème N° 4 : Dynamique des Structures et des Sols

#### Résumé

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une tâche assez complexe, dans la mesure où une multitude de facteurs doit être prise en compte, notamment le contexte géologique et hydrologique du terrain, ainsi que l'incertitude sur les paramètres géotechniques et sur la sollicitation sismique.

Afin de prédire les déplacements provoqués par les séismes sur des terrains en pente, un grand nombre de méthodes simplifiées ont été proposées, dont il est nécessaire d'avoir à la fois une accélération qui correspond au mouvement de la terre, ainsi une accélération critique qui est représentatif de la résistance au cisaillement dynamique de la pente

Dans ce papier on calcule le déplacement provoqué sur un glissement de terrain survenu à la route nationale 14 avec la méthode Newmark causé par une secousse sismique, en évaluant les coefficients sismiques horizontaux et verticaux, selon le RPA 99/version 2003.

**Mots-clés:** charge sismique, stabilité des pentes, Méthode Newmark.

### 1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre constituent une menace importante pour plusieurs cas géotechniques, telles les pentes naturelles, les barrages en terre, les murs de soutènement, tunnels, ou les fondations.

Les mécanismes conduisant à la rupture des pentes sous séisme sont souvent difficiles à connaître en raison de la complexité de la géologie locale et du peu d'informations sur les paramètres rhéologiques et hydrogéologiques des matériaux [1].

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une tâche assez complexe, dans la mesure où une multitude de facteurs doit être prise en compte, notamment le contexte géologique et hydrologique du projet, ainsi que l'incertitude sur les paramètres géotechniques et sur la sollicitation sismique

Les forces dynamiques induites par la secousse sismique modifient l'équilibre initial du massif et engendrent des déformations plus ou moins importantes [2,3].

La sécurité des ouvrages sur ou à proximité d'un terrain en pente se trouve ainsi affectée, et il importe ainsi de s'assurer, par analyse de stabilité, que les contraintes et les déformations ainsi engendrées ne portent pas de préjudice au fonctionnement normal de l'ouvrage.

Les paramètres de l'instabilité des pentes sont la topographie, nature des sols, régimes hydrauliques, accélérations possibles retenues pour l'aléa régional de la zone, qui sont les éléments retenus pour les études géotechniques visant à déterminer le possible effet induit qu'est le glissement de terrain [4].

L'analyse d'équilibre limite a traditionnellement été utilisée pour évaluer la stabilité des pentes. Cette procédure consiste à analyser la section transversale de la masse du glissement, appelé la surface de rupture, soit une surface de forme circulaire ou non circulaire. La zone délimitée entre la surface de la pente et de la surface de rupture, connu sous le nom de masse échec, est subdivisée en une série de tranches qui sont ensuite analysés pour équilibre par plusieurs méthodes de calcul (Bishop, Spencer,...). Dans les zones sujettes aux tremblements de terre, les forces provoquées sont à leurs tours ajoutés à l'ensemble calcul d'équilibre pour les tranches individuelles qui composent la surface de rupture [5,6].

Aussi, la communauté scientifique a tenté d'apporter des solutions plus ou moins efficaces pour limiter les conséquences, parfois désastreuses, que ce phénomène peut engendrer.

La majorité des méthodes existantes pour évaluer la performance des structures où le sol est soumis à une charge sismique se répartissent en trois grandes catégories en fonction de l'approche fondamentale adoptée dans chaque méthode. Ces trois catégories sont les suivantes:

(1) méthodes pseudo-statique. (2) méthodes de déplacement à base de blocs glissants. (3) méthodes d'éléments finis [7, 8,9].

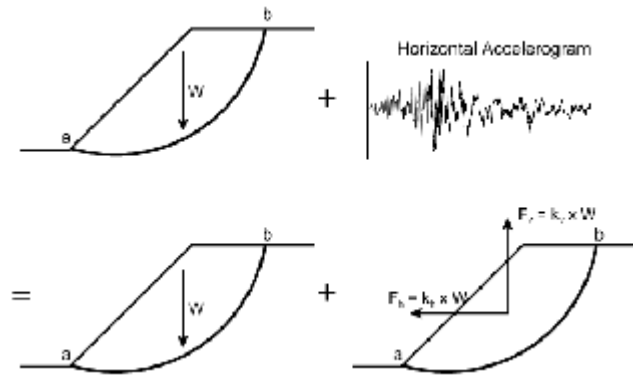


Figure 1. Approche pseudo-statique

## 2. METHODE DE DEPLACEMENT A BASE DE BLOCS GLISSANTS (NEWMARK 1965)

Cette méthode consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique  $a_y$ , correspondant à l'équilibre limite (FS=1). Le déplacement cumulé est obtenu par double intégration de l'accélération chaque fois que celle-ci présente une valeur supérieure à l'accélération critique  $a_y$ , la figure présente une illustration de cette méthode.

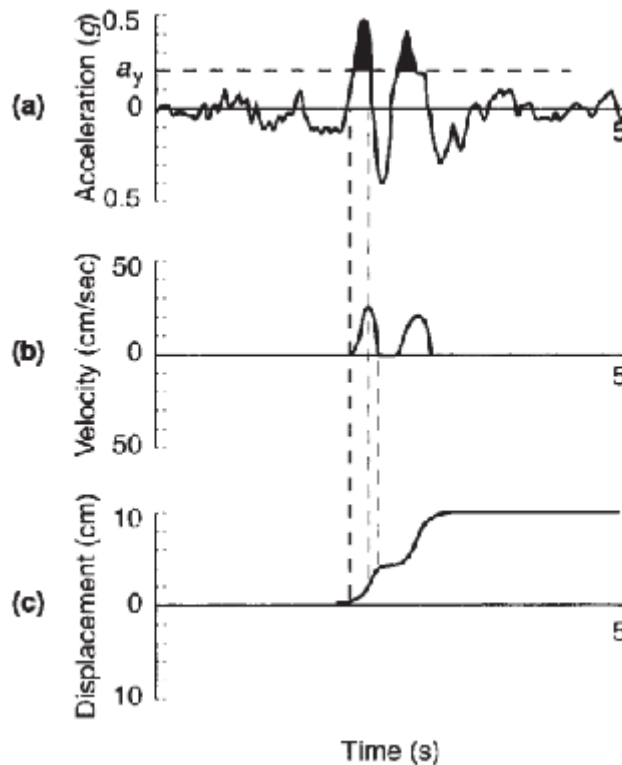


Figure 2. Diagramme illustrant la méthode Newmark

### 2.1. Géométrie et caractéristiques du sol

Le tronçon concerné par l'étude se trouve entre les villes de Youssoufia et Theniet El-Had, soit entre les PK 44 (limite de Wilaya avec Ain-Defla) et PK 57 de la RN 14. (PK : abréviation de Point Kilométrique)

Comme tout le tell algérien, la région de Theniet El-Had présente une géologie complexe, formée de nappes de charriages. La géologie locale est constituée, selon la carte géologique au 1/50.000<sup>e</sup> de Theniet El-Had, de trois principales formations : les éboulis de pente ou colluvions, le complexe gréseux Numidien, et le complexe marneux Danién Turonien.

La campagne de reconnaissance géotechnique menée par LTPO Unité de Tiaret nous donne les caractéristiques physiques et mécaniques des couches rencontrées lors des sondages réalisés [10].

### 2.2. Sélection des paramètres de la charge sismique

L'expression de cette accélération sismique critique est donnée ci-dessous.

$$K_{cr} = (FS - 1) \sin \alpha \tag{1}$$

Où  $K_{cr}$ ,  $FS$ , et  $\alpha$  représentent l'accélération critique /g ( $FS=1$ ), facteur de sécurité statique, angle de la pente du talus respectivement.

Le RPA adopte un coefficient sismique  $k_h=0.5A$  (% g) et  $k_v=\pm 0.3k_h$ , quelle que soit la catégorie géotechnique du site étudié.  $A$  étant le coefficient d'accélération, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage [11].

L'étude de stabilité de la pente a été utilisée pour calculer le coefficient de sécurité pour le cas pseudo- statique. Pour cette analyse, le programme informatique a été invité à effectuer une recherche par essais et erreurs pour la surface de glissement critique, c.-à-d la surface de glissement ayant le faible facteur sécurité noté  $FS$ .

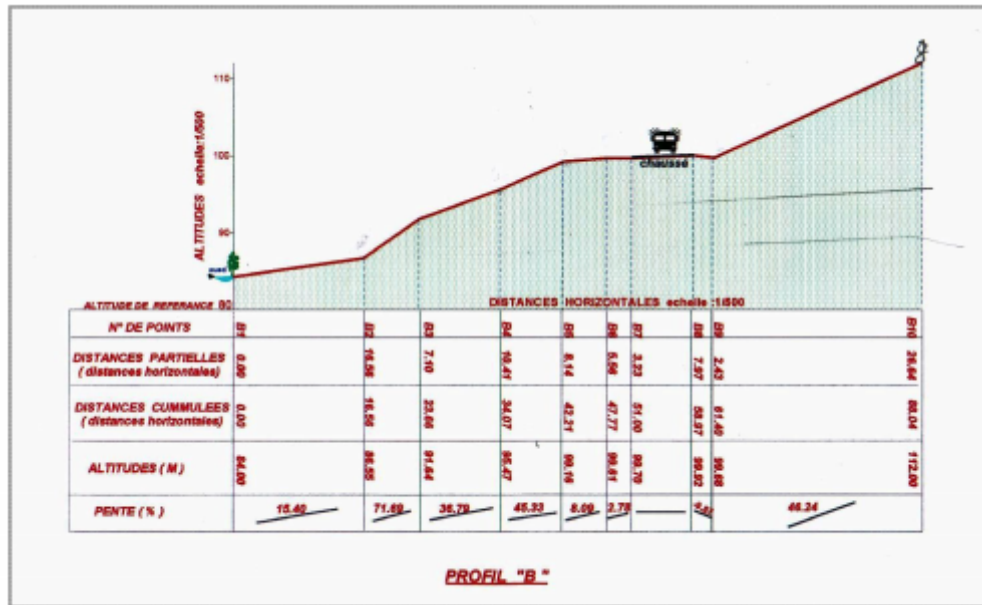


Figure 3. Coupe du terrain

Pour notre cas, le coefficient de sécurité (pseudo-statique) = 0,855, pour une accélération du sol  $a_{max}=0,40$  g. Ambraseys et Menu (1988) ont été les premiers à proposer diverses équations de régression pour estimer le déplacement Newmark (d) en fonction du rapport de l'accélération critique à l'accélération maximale basée sur l'analyse de 50 dossiers de mouvements forts de 11 tremblements de terre. Ils ont conclu que l'équation suivante caractérise le mieux les résultats de leur étude:

$$\log d = 0.90 + \left[ \left( 1 - \frac{a_y}{a_{max}} \right)^{2.53} \left( \frac{a_y}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right] \tag{2}$$

Où  $d$ ,  $a_y$ ,  $a_{max}$ , représentent le déplacement descendant causé par le séisme, accélération définie comme étant l'accélération sismique horizontale pour un facteur pseudo-statique de sécurité qui est exactement égal à 1,0, accélération maximale du sol enregistrée, respectivement.



Le déplacement ainsi calculé, égal à 4 cm, est comparé au déplacement critique proposé par Matasovic N(1991).

### 3. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

#### 3.1. Surface de glissement critique

Le programme informatique a effectivement réalisé environ 4000 analyses de stabilité de pente, en utilisant la méthode de Spencer. La figure. 4 indique le centre de rotation de la surface de glissement en arc de cercle avec le facteur de sécurité le plus bas [12].

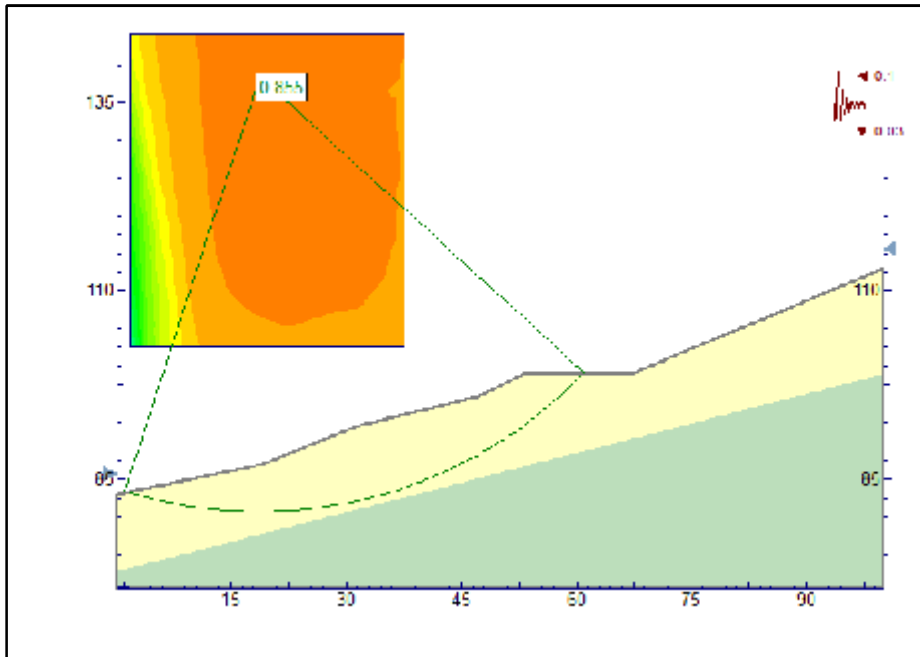


Figure 4. Analyse de stabilité avec Slide V5

#### 3.2. Resistance au cisaillement et cisaillement mobilisé

Figure 5 montre la résistance au cisaillement et le cisaillement mobilisé le long de la base de chaque tranche. Notez que sur la figure. 5 la résistance au cisaillement est toujours inférieure au cisaillement mobilisée pour chaque tranche, ce qui est logique car le facteur de sécurité est inférieur à 1,0.

#### 3.3. Force sismique divisée par la largeur de la tranche

La force sismique est plus élevée pour les tranches intermédiaires car ils sont des tranches plus profondes et ont donc un poids plus important.

#### 3.4. Forces inter-tranches

Figure 7 montre les forces inter-tranches (force normale et force de cisaillement). Les forces inter-tranches augmentent et diminuent de façon similaire aux forces de cisaillement le long de la base des points. Ce n'est à attendre car ce sont les tranches moyennes qui ont le plus de profondeur, et donc une plus grande résistance au cisaillement et la plus forces inter-tranches.

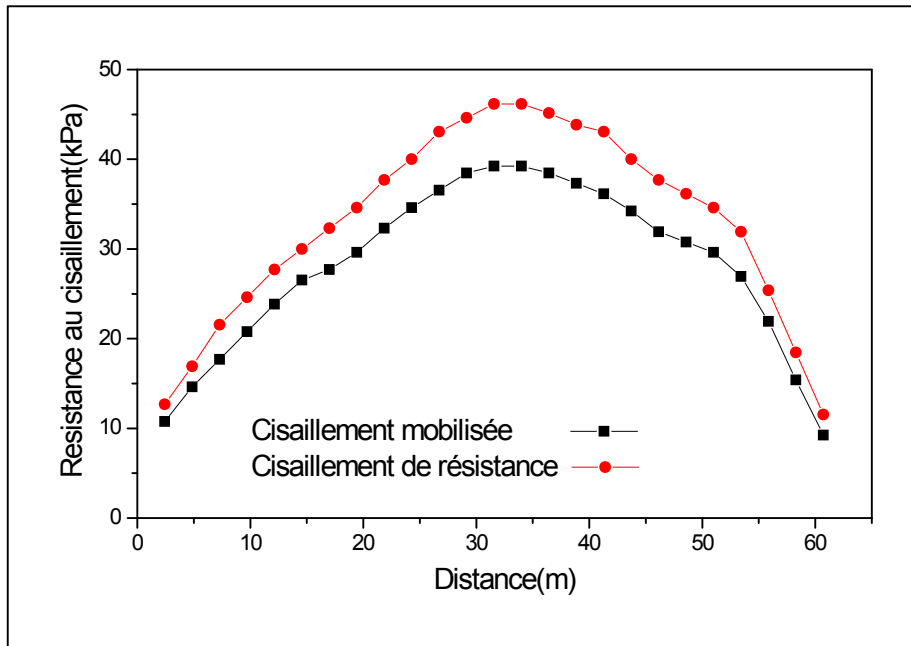


Figure 5. L'allure du cisaillement le long du cercle critique (FS=0.855)

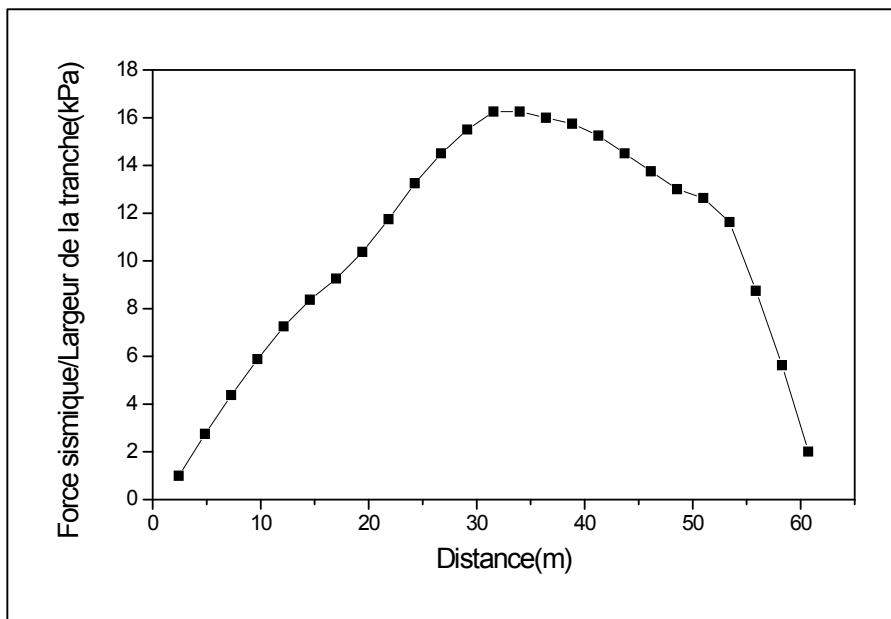


Figure 6. L'allure de la force sismique le long du cercle critique (FS=0.855)

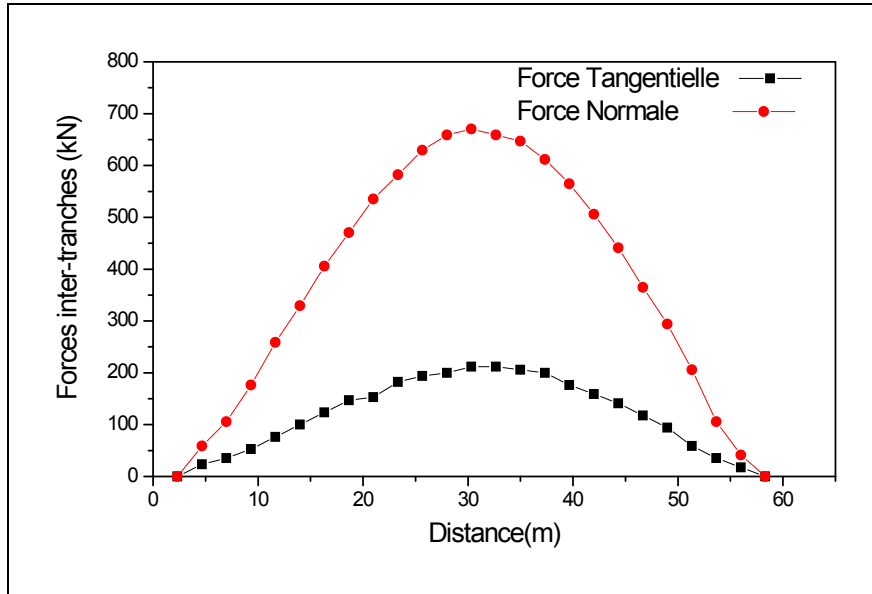


Figure 7. L'allure des forces inter-tranches le long du cercle critique (FS=0.855)

### 3. CONCLUSION

Les déplacements obtenus sont comparés à des valeurs admissibles comme celle donnée en recommandations de l'AGECC proposé par Matasovic .N [13].

L'estimation des déplacements peut influencer sur le type du confortement proposé, notamment dans l'analyse de la stabilité sismique des sols en pente.

Pour notre étude, elle est faite sur le site de la RN14, et des courbes des forces sismiques et de l'effort de cisaillement ont été tracées en fonction du facteur de sécurité minimum [14].les déplacements sont estimés par la formule de Newmark.

Malgré les limites de la méthode en déplacements de Newmark, elle peut être palier par celle de Vanbrabant(1998) ou Havenith(2002) qui proposent les effets lithologiques dans l'évaluation des déplacements. Il est nécessaire de noter que des analyses complémentaires doivent être effectuées pour évaluer la précision relative du modèle Newmark pour prédire déplacements provoqués par le séisme. Pour accomplir cette tâche, la capacité prédictive de modèle est à évaluée en comparant les prédictions du modèle avec les déplacements réels qui ont été observées après les enregistrements des séismes secouant cette zone soit sur de cas de barrages en terre et de remblais.

### Bibliographie

- [1] Bourdeau C. (2005). Effets de site et mouvement de versant en zone sismique : apport de la modélisation numérique, thèse Ecole de Mines de Paris.
- [2] L.Siad, Seismic stability analysis of fractured rock slopes by yield design theory, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) 203-212.
- [3] Yingbin Zhang and all, Numerical Simulation of Seismic Slope Stability Analysis Based on Tension-Shear Failure Mechanism, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 43 No2 June 2012.
- [4] Hoe. I. Ling, Recent applications of sliding block theory to geotechnical design, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 21 (2001) 189-197.
- [5] Jacques Ingles and all, Effects of the vertical component of ground shaking on earthquake-induced landslide displacements using generalized Newmark analysis, Engineering Geology 86 (2006) 134-147.
- [6] Ambraseys, N.N. & Menu, J. M. Earthquake-induced ground displacements, Earthquake Engineering & Structural Dynamics Earthquake Engineering & Structural Dynamics 1988, Volume 16(7), 985-1006.
- [7] Newmark, N.M., Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 1965, 15(2):139-59.
- [8] Robert Hack and all, Influence of earthquakes on the stability of slopes, Engineering Geology 91(2007) 4-15.
- [9] Z. Cai & R. J. Bathurst, Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15 (1996) 255-268.
- [10] TRS-1395 ETUDE DE GLISSEMENTS RN 14 Laboratoire LTPO, Unité de Tiaret.

- [11] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99/VERSION 2003.
- [12] Rocscience, 2D limit equilibrium analysis software, Slide 5.0. <[www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)>.
- [13] N.Matasovic, Selection of method for seismic slope stability analysis. 2ND INTERNATIONAL CONF ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, MARCH 11-15, 1991.
- [14] E. Ausilio, E. Conte, G. Dente, Seismic stability analysis of reinforced slopes, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19 (2000) 159–172.

## DERIVATION D'UN SPECTRE DE REPONSE SPECIFIQUE AU SITE DE LA MOSQUEE D'ALGER

BOUDINA TOUNSIA<sup>1</sup>, SERIDI AHCENE<sup>2</sup>, ROUABEH AICHA<sup>3</sup>, ALLOUT NAAS<sup>4</sup>.

<sup>1</sup> LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS, INGENIERIE DE TRANSPORT ET ENVIRONNEMENT, ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS. ALGERIE, [boudina\\_tounsia@yahoo.fr](mailto:boudina_tounsia@yahoo.fr)

<sup>2</sup> DIRECTEUR DU LABORATOIRE LMSS, UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, ALGERIE

<sup>3</sup> UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, ALGERIE, [aichar1@yahoo.fr](mailto:aichar1@yahoo.fr)

<sup>4</sup> UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, ALGERIE, [gc18@hotmail.fr](mailto:gc18@hotmail.fr)

### Thème N° 04 : Dynamique des Structures et des Sols

#### Résumé

*L'estimation de la réponse en surface du sol peut être faite par plusieurs méthodes expérimentales, approchées et numériques. Cette étude consiste à utiliser la simulation numérique pour déterminer la réponse en surface en terme d'accélération maximale et spectre de réponse des profils de sol localisé au niveau du site de la mosquée d'Alger en tenant compte de la non-linéarité du comportement du sol, avec un comportement linéaire équivalent (dégradation hystérésis du module de cisaillement G).*

*Les réponses calculées en surface qu'elles soient amplifiées ou dés-amplifiées par rapport à l'excitation à la base (séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès) nous indiquent la présence des effets de site et ce qui permet la dérivation d'un spectre de calcul spécifique au site de la mosquée d'Alger.*

**Mot clef :** Analyse numérique, Mosquée D'Alger, effet de site, réponse sismique non linéaire.

#### 1. INTRODUCTION

Les séismes au cours des 50 dernières années ont démontré le rôle des effets de site dans la distribution et la magnitude des dommages associé à un événement sismique. En 1985, un séisme de magnitude 8,1 a causé des pertes significatifs et des considérables dégâts dans la ville de Mexico[5]. L'occurrence d'un dommage dans une ville située à 350 km de l'épicentre du séisme a attribué à l'amplification des ondes sismiques tout au long de dépôt de la ville. Les événements sismiques tels que LomaPrieta (1989), Northridge (1994) Kobe (1995), Chi-Chi (1999) et le séisme de Boumerdes (2003) ont corroboré l'importance de la géologie locale et des conditions géomorphologiques sur la réponse sismique du sol.

Le comportement du sol sous une charge cyclique est souvent non linéaire Même à petite déformation, et dépend de plusieurs facteurs comme l'amplitude de la charge, nombre de cycles et le type de sol. Ainsi il est nécessaire d'incorporer la non-linéarité de sol dans n'importe quelle analyse de réponse de site.

Des méthodes d'analyse unidimensionnelles de réponse de site sont largement répandues pour mesurer l'effet des dépôts de sol sur les propagations des mouvements du sol dans la recherche et la pratique. Ces méthodes peuvent être divisées en deux catégories principales: (1) analyses dans le domaine fréquentiel (méthode linéaire équivalente y compris, par exemple SHAKE 91 (1972)[4]) et (2) analyses dans le domaine de temps (analyses non linéaires y compris).

#### 2. SISMICITE DE LA REGION

La conception et la réalisation du projet de la Mosquée d'Alger(en Algérie) devront tenir compte de la sismicité de site, car cette région est située dans une zone de forte sismicité.

Le signal du chargement est la composante EO de l'enregistrement d'accéléromètre à la station de Keddara pour le choc principal du séisme de Boumerdes (Algérie) le 21 mai 2003 (de magnitude 6.8), dénoté comme Keddara St1 E-O[7]. Les données ont été prélevées à 200 hertz pour un nombre total de 7200 points d'inscription,

L'histoire d'accélération dans le temps choisie après la manipulation et le spectre correspondant d'amplitude de Fourier sont données dans la figure 1.

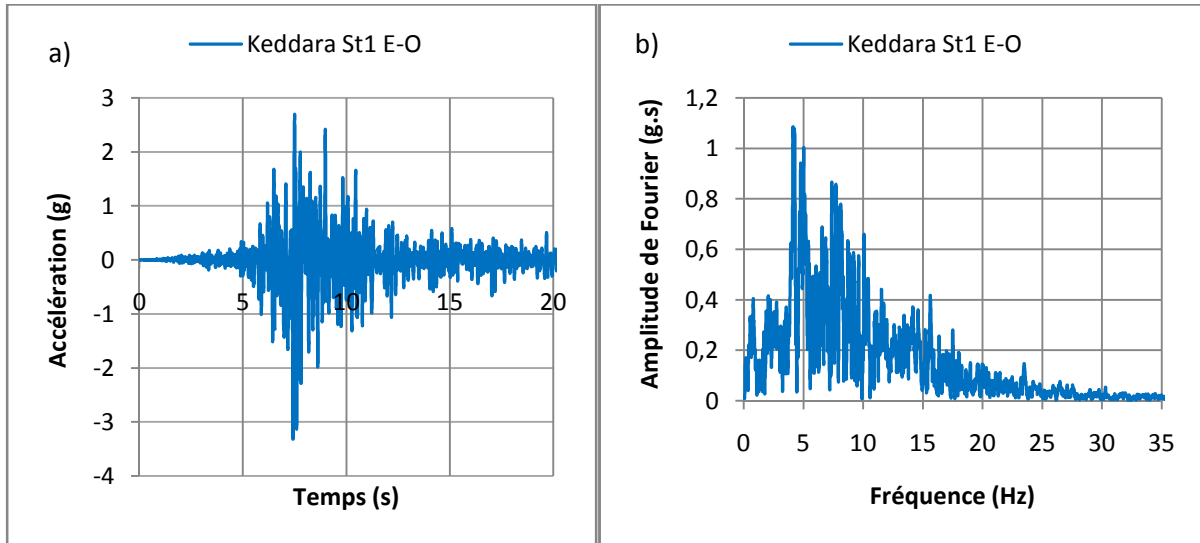


Figure 1. L'excitation de KEDDARA St1 E-O introduite à PLAXIS v.8 En terme a) De l'histoire d'Accélération (g) et b) De l'amplitude de Fourier (g.s)

### 3. APERÇU GEOLOGIQUE LOCAL :

La carte géologique d'Alger (feuille au 1/50 000) montre que le terrain du projet, se situe sur un lambeau d'alluvions anciennes appartenant à la série d'argile caillouteuse de la Mitidja. Sur ce dépôt du quaternaire repose la série récente comprenant des sables plus ou moins argileux et plus moins rubéfiés (voir figure 2). De point de vue hydrogéologique, le terrain est caractérisé par une très forte perméabilité des alluvions qui constituent un réservoir important.

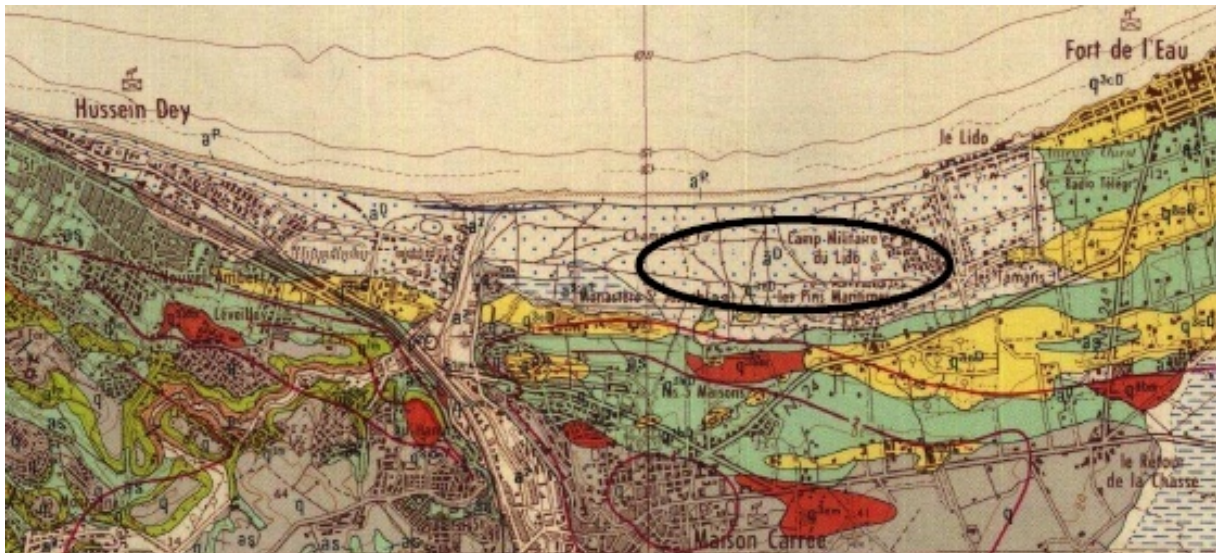
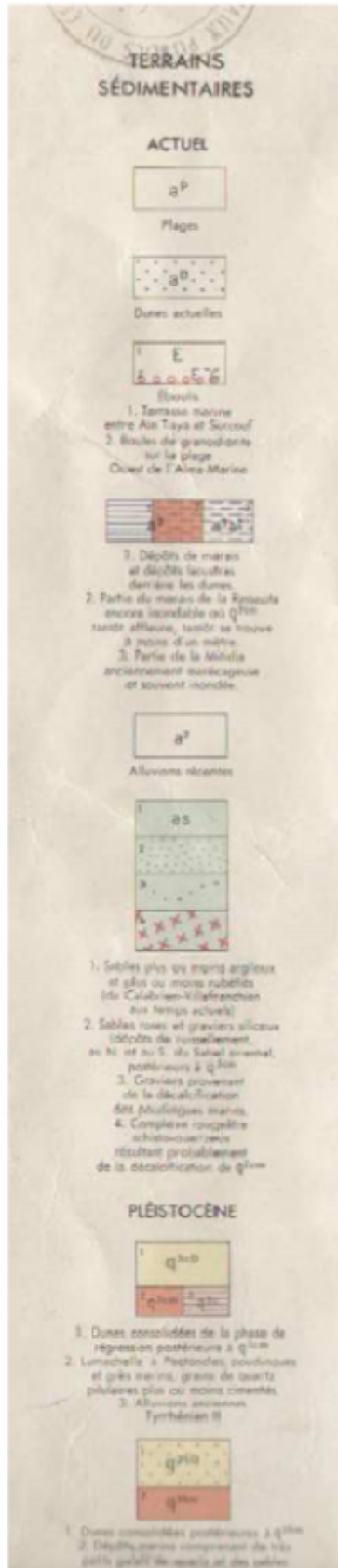


Figure 2. Extrait de la carte géologique D'Alger (A.Aymé, 1964 – 1 / 50 000)

Légende :









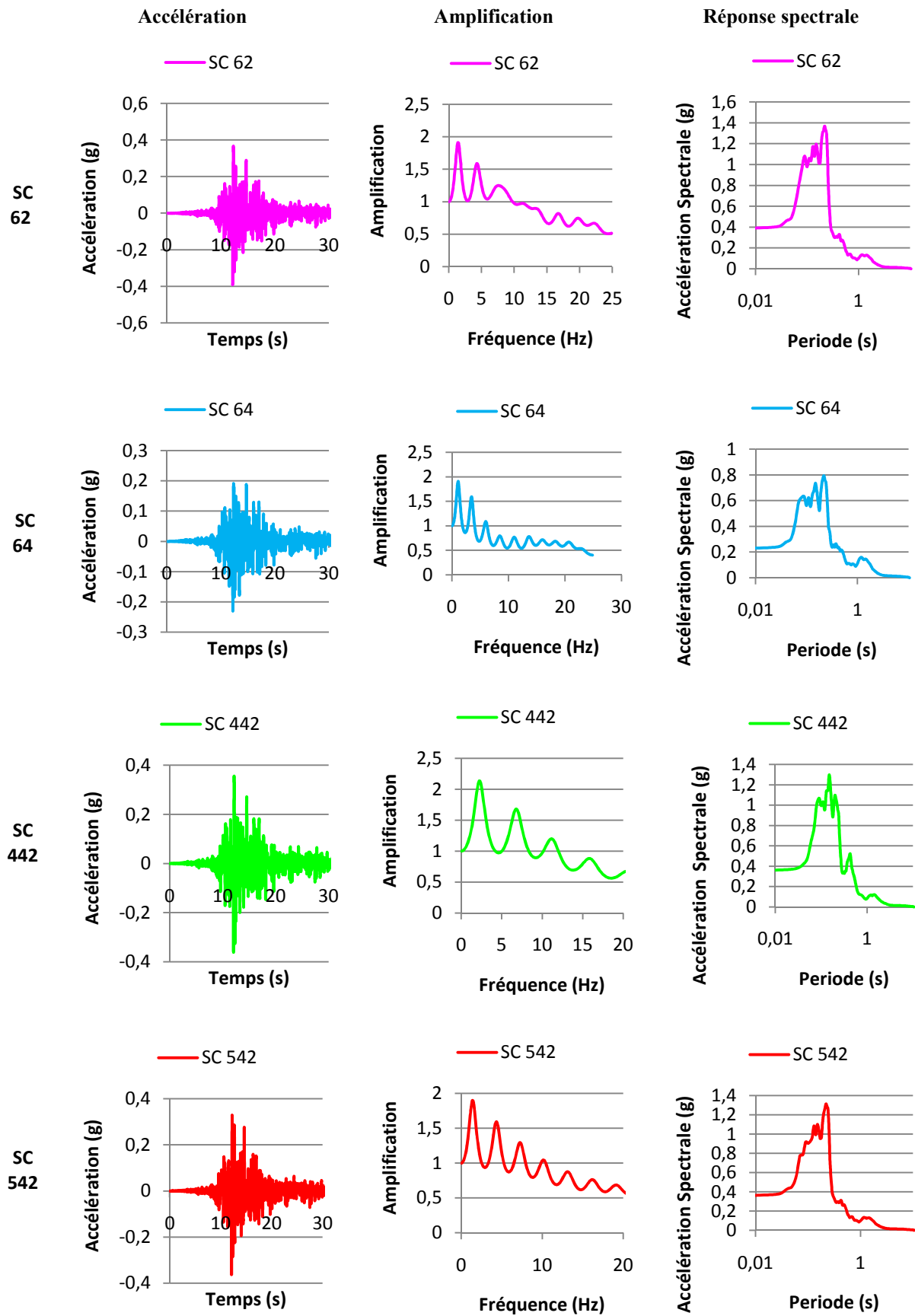


Figure 5. Résultats de l'analyse linéaire équivalente en utilisant le code de calcul SHAKE 2000.

En analysant les courbes d'accélération, d'amplification et de réponses spectrales obtenues dans le profil de sol, on remarque que les amplitudes de l'accélération ne dépassant pas la valeur de 0.4g, les spectres d'amplification atteignent une valeur maximale au voisinage de 2 qui est due à l'alternance des couches de sol mou (sable, argile et alluvion) et les réponses spectrales montrées à la troisième colonne donnent des valeurs de l'ordre de 1.4g pour les trois sondages SC62, SC442 et SC542. Ainsi, on remarque que la réponse spectrale maximale pour le sondage SC64 égale à 0.8g. Cette différence résulte de la variation des couches de sol traversée par les ondes sismiques.

## 6. DÉRIVATION DE SPECTRE DE RÉPONSE SPÉCIFIQUE DE SITE

Les profils de sol étudiés sont constitués essentiellement d'alternance de sables limoneux, argile et alluvion, qui ont engendré un effet amplificateur du mouvement sismique à la surface libre (ce qui a été fait précédemment). Par conséquent, les spectres d'accélération à la surface de site sont calculés à partir des accélérations amplifiées par les différents profils de sol.

Les spectres des réponses de chaque sondage, seront comparés avec le spectre du RPA pris au rocher, c'est-à-dire avec un coefficient  $A=0.35g$  et un site S3. Le choix du site S3 est pris à partir des rapports de sol.

Les spectres des réponses des trois sites, ainsi le spectre de règlement RPA et le nouveau spectre spécifique au site NV lissée [2] ont été réunis dans un même graphe, comme le montre la figure suivante :

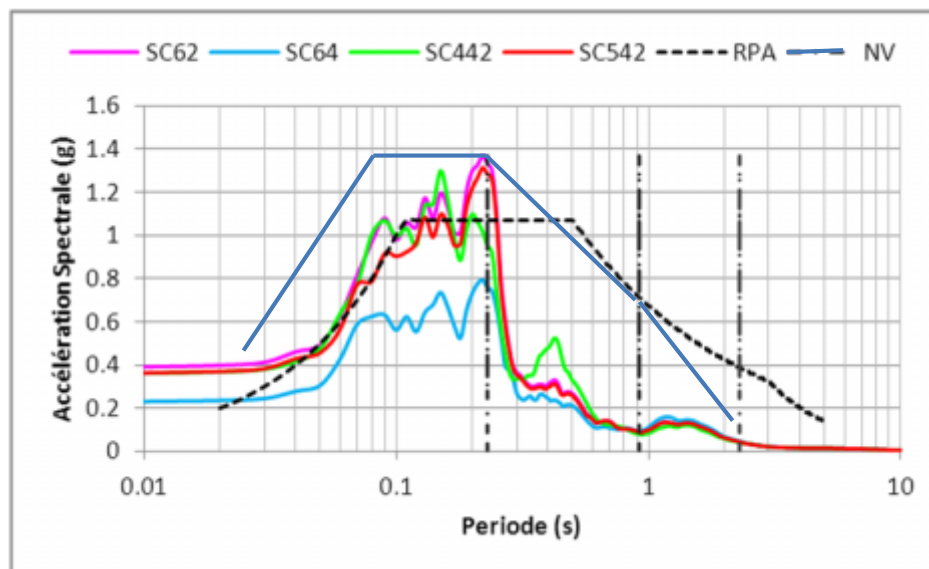


Figure 7. Comparaison des spectres des réponses obtenus par les trois sites avec celui du RPA (règlement algérien)

En analysant ces spectres de réponse (figure 7), on constate une accélération spectrale qui atteint une valeur maximale de 1.4g. Cette valeur dépasse la valeur maximale du palier de spectre de réponse de Règlement Parasismique Algérien ( $S_{a_{max.}}=1.1g$ ), d'où la nécessité de la création d'un spectre de réponse spécifique de site (noté dans notre graphe NV) pour avoir des résultats d'étude plus réalistes.

## 7. CONCLUSION

L'analyse unidimensionnelle par le code SHAKE2000 des courbes d'accélération et des spectres des réponses obtenus, montre que la fréquence fondamentale du sol varie entre 4.38 et 7.14 Hz ( $T= 0.14s$  à  $0.23s$ ), ce qui exige des constructions de plus de deux niveaux pour éviter le phénomène de résonance.

Pour ce qui concerne les résultats de code SHAKE2000, elle vaut la peine de remarquer que ces résultats ne pourraient pas être la bonne limite de la comparaison quand les mouvements forts induisent une grande déformation dans un profil de sol. En tant que ceux choisis pour cette étude. En fait, les résultats des mouvements forts entraînent des grandes déformations liées à la modification de l'état effective de contrainte induite par la pression excessif des pores. Ces dispositifs ne peuvent pas être expliqués par des lois constitutives basées sur la viscoélasticité adoptée dans SHAKE2000. Ces dispositifs rendent les résultats de l'approche plastique (dans le domaine de temps), plus réaliste.

L'utilisation d'un spectre de réponse de règlement parasismique est parfois insuffisante et donne une sous-estimation de la réponse sismique de site, ce qui nécessite une étude approfondie et une dérivation d'un spectre de calcul spécifique de site.

### **Bibliographie**

- [1] Amorosi A, Boldini B (2010), Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. Computers and Geotechnics.
- [2] Clough R, W et Penzien J (2003), Dynamics of structures. Berkeley: Computers and Structures Inc.
- [3] Hashash Y, Phillips C, Groholski D (2010), Recent advances in non-linear site response analysis, Fifth international conference on Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamic. California.
- [4] Idriss I, Sun J, (1992), SHAKE 91: Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits. Center for Geotechnical Modeling Department of Civil Engineering, University of California.
- [5] Kramer, S. L (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- [6] Lysmer J, Kuhlemeyer R L. (1969), Finite dynamic model for infinite media. Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE, 859–877.
- [7] Laouami N, Slimani A, Bouhadad Y, Nour A, Larbes S (2003), Caractérisation du séisme de Boumerdes - analyse sismique des enregistrements obtenus lors du choc principal du 21 mai 2003, Colloque International 11 et 12 Octobre 2003, Alger, Algérie.
- [8] Park D, Hashash Y (2004), Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 2 249-274.

## PRISE EN COMPTE DE L'ASPECT STOCHASTIQUE DES COUCHES DE SOL DANS LA VARIATION SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE EN SURFACE

H. DJILALI BERKANE<sup>1</sup>, Z. HARICHANE<sup>2</sup>

Hay elsalam , Université Hassiba ben Bouali 151 BP Chelef, dbhakima@yahoo.fr

### Thème N° x : 4

#### Résumé (9 pt)

Le comportement dynamique des ouvrages tels que les bâtiments peut être étudié en supposant le mouvement imposé à leurs bases uniforme. Cependant, cela n'est plus possible dans le cas des structures étendues telles que les ponts, les tunnels, les ouvrages souterrains et les barrages qui subissent des déplacements différentiels pendant un séisme. Le présent travail consiste en une étude de la variation spatiale du mouvement sismique en surface du sol en tenant compte de l'aspect stochastique des couches de sol. La réponse sismique du sol est évaluée en utilisant un modèle unidimensionnel de propagation d'onde de cisaillement à travers des couches à paramètres aléatoires. Les caractéristiques du sol supposées varier aléatoirement sont le module de cisaillement et la masse volumique. Les exemples traités ont permis de mettre en évidence l'importance de la prise en compte du caractère stochastique des couches de sol dans l'évaluation de leurs réponses vis-à-vis d'une excitation sismique à leur base. Il en ressort des résultats obtenus que les perturbations dans les propriétés du sol affectent la cohérence du sol.

**Mots –Clés :** Variation spatiale, mouvement sismique, stochastique, cohérence, densité spectrale.

### 1. INTRODUCTION

La variation spatiale du mouvement sismique du sol a un effet important sur la réponse des ouvrages tels que les ponts et les pipelines car ces ouvrages s'étendant sur une grande superficie, leurs supports reçoivent différents mouvements durant un séisme. D'autre part, l'aspect aléatoire des propriétés de sol peut causer une amplification des mouvements en surface du sol plus importante que lorsque les propriétés sont supposées déterministes.

L'objectif de notre étude est la prise en compte du caractère aléatoire des paramètres de sol et la variation spatiale du mouvement incident du sol sur le mouvement sismique en surface du sol par l'approche des vibrations aléatoires [1]. Le profil de sol considéré est constitué d'une ou plusieurs couches de sol horizontales d'étendue latérale infinie et dont les propriétés (masse volumique et module de cisaillement) sont considérées à variation stochastique. Le profil de sol surmonte un demi-espace (substratum rocheux) homogène.

### 2. HYPOTHÈSES ET ÉQUATIONS

Dans la présente étude, le modèle de Zerva et Harada [2] est utilisé. Ce modèle permet de représenter de façon simplifiée la variation stochastique des propriétés des sols et le mouvement sismique.

Les caractéristiques du sol étudiées sont le module de cisaillement  $G(x,z)$  et la masse volumique  $\rho(x,z)$  qui sont représentés par des perturbations au premier ordre autour des valeurs moyennes et varient de façon aléatoire le long de la coordonnée horizontale comme

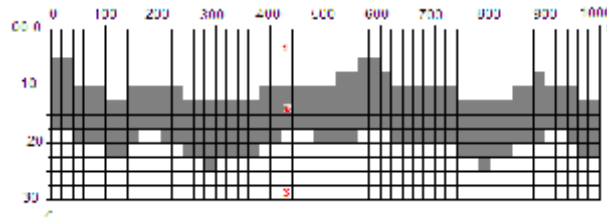
$$G(x,z) = G_z(z) [1 + f_G(x)] \quad (1)$$

$$\rho(x,z) = \rho_z(z) [1 + f_\rho(x)] \quad (2)$$

Les couches sont supposées soumises au niveau de leur base rocheuse à une onde de cisaillement incidente se propageant verticalement à travers le milieu stochastique.

La réponse du profil de sol est approchée par celle d'un oscillateur à un degré de liberté avec des propriétés aléatoires.

Afin d'étudier l'effet de l'hétérogénéité aléatoire des propriétés des couches de sol sur la variation spatiale du mouvement sismique, on a choisi trois types de sol (meuble, ferme et rocheux), s'étendant latéralement sur une longueur L égale dans les présentes applications à 1000 m (Figure 1). Pour des raisons de simplicité, on suppose que la stochasticité dans les caractéristiques du sol résulte de la variabilité dans la profondeur des sous-couches. Les caractéristiques du sol sont constantes au sein de chaque sous-couche et sont données dans les tableaux 1, 2 et 3, pour sol meuble, ferme et rocheux, respectivement.



**Figure 1.** Exemple d'un profil de sol des sites étudiés.

**Tableau 1.** Paramètres du profil de sol meuble.

| n° Couche | Profondeur z(m) | $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | $V_s$ (m/s) | $\xi$ (%) |
|-----------|-----------------|-----------------------------|-------------|-----------|
| 01        | 10.00           | 2000                        | 300         | 7         |
| 02        | 25.00           | 2000                        | 300         | 7         |
| 03        | 30.00           | 2000                        | 350         | 7         |
| Rocher    | -               | 2500                        | 1500        | 0         |

**Tableau 2.** Paramètres du profil de sol ferme.

| n° Couche | Profondeur z(m) | $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | $V_s$ (m/s) | $\xi$ (%) |
|-----------|-----------------|-----------------------------|-------------|-----------|
| 01        | 10.00           | 2000                        | 400         | 5         |
| 02        | 25.00           | 2170                        | 500         | 5         |
| 03        | 30.00           | 2100                        | 700         | 5         |
| Rocher    | -               | 2500                        | 1500        | 0         |

**Tableau 3.** Paramètres du profil de sol rocheux.

| n° Couche | Profondeur z(m) | $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | $V_s$ (m/s) | $\xi$ (%) |
|-----------|-----------------|-----------------------------|-------------|-----------|
| 01        | 10.00           | 2600                        | 800         | 2         |
| 02        | 25.00           | 2600                        | 1000        | 2         |
| 03        | 30.00           | 2600                        | 1200        | 2         |
| Rocher    | -               | 2800                        | 1800        | 0         |

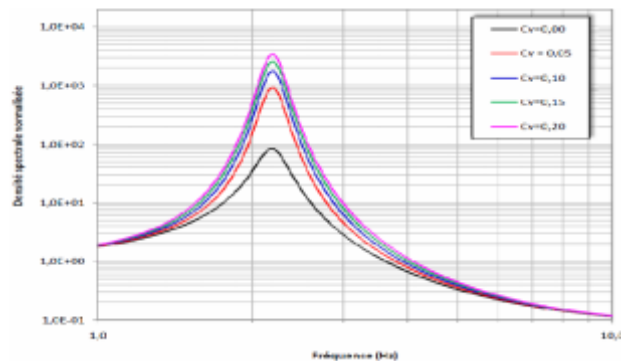
### 3. VARIATIONS STOCHASTIQUES

Afin de quantifier les effets des variations stochastiques seules, nous représentons dans la figure 2 la fonction de densité spectrale de puissance (Eq.3) pour des coefficients de variations ( $C_v$ ) de la pulsation propre ( $\omega_0$ ) variant de 0 à 20%, pour un type de sol (meuble) [2].

$$S_{uu}(\omega) = \left[ \omega_0^4 + (2\beta + 4\xi_0^2 - 2)\omega_0^2\omega^2 + (\beta - 1)^2\omega^4 \right] \times |H(\omega_0, \xi_0, \omega)|^2 + 4\beta^2\omega_0^4\omega^2\sigma_{\omega\omega}^2 \times |H(\omega_0, \xi_0, \omega)|^4 JS_{u_{pb}}(\omega) \quad (3)$$

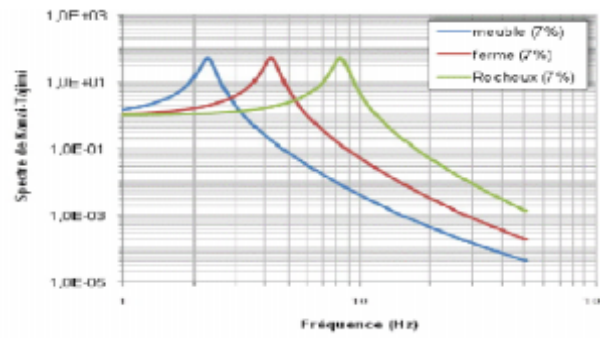
A partir de la figure (2), nous remarquons que la densité spectrale de puissance est concentrée autour de la pulsation fondamentale ( $\omega_0 = 14,31$  rad/s, pour le sol meuble). Sa forme ressemble à celle de Kanai et Tajimi (Fig.3) [3, 4].

La figure 2 montre aussi qu'à mesure où les fluctuations sur la fréquence fondamentale, résultant des variations stochastiques sur la masse volumique et le module de cisaillement, augmentent, l'amplitude correspondante de la densité spectrale de puissance normalisée par rapport à celle du mouvement incident augmente avec un rétrécissement du contenu fréquentiel.

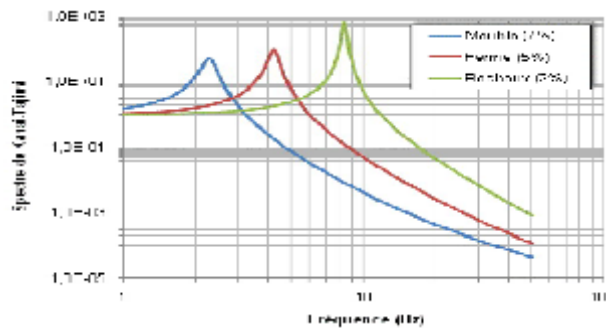


**Figure 2.** Densité spectrale de puissance du mouvement total en surface normalisée par rapport à celle du mouvement incident.

La figure 3 fait l'objet d'une validation du modèle dans le cas d'un profil de sol à paramètres déterministes et pour une valeur du coefficient de participation égale à l'unité, c-à-d le cas d'un oscillateur à un degré de liberté. La densité spectrale de puissance n'est dans ce cas que le spectre de Kanai et Tajimi. La forme du spectre de Kanai et Tajimi est guidée par la valeur de l'amortissement car lorsque ce dernier est constant (Fig. 3-a), son amplitude est conservée mais la fréquence fondamentale est décalée, selon le type de sol. Lorsque l'amortissement diminue (Fig. 3-b), l'amplitude correspondante augmente avec un rétrécissement du contenu fréquentiel [4, 5].



(a). Amortissement constant.



(b). Amortissement variable.

Figure 3. Modèle de Kanai et Tajimi.

#### 4. VARIABILITE SPATIALE DE LA DENSITE SPECTRALE

Afin de visualiser la variabilité spatiale de la densité spectrale, on présente sur la figure 4 les densités spectrales de puissance du mouvement total en surface, normalisées par celle du mouvement incident (Eq. 4) pour plusieurs distances de séparations mais pour un seul type de sol (site meuble) :

$$S_{tot}(\xi, \omega) = \left[ (\omega_0^4 + (2\beta + 4\xi^2 - 2)\beta_0^2\omega^2 + (\beta - 1)^2\omega^4) \times |H(\omega_0, \xi_0, \omega)|^2 + 4\beta^2\omega_0^4\omega^2 R_{\omega\omega}(\xi) \times |H(\omega_0, \xi_0, \omega)|^4 \right] S_{u_{ib}}(\xi, \omega) \quad (4)$$

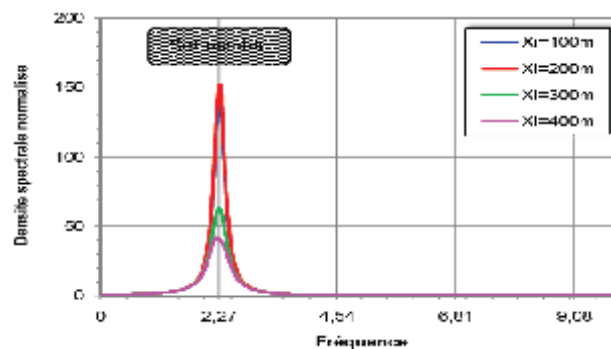


Figure 4. Densité spectrale de puissance du mouvement total en surface normalisée par rapport à celle du mouvement incident.

A travers la figure 4, on remarque que plus la distance de séparation augmente plus l'amplitude de la densité spectrale de puissance normalisée, correspondant à la fréquence propre s'atténue.

## 5. VARIATION SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE

### 5.1. Variation spatiale du mouvement incident

La perte de cohérence du mouvement incident peut être approchée par le modèle du *Luco* et *Wong* [5] (Eq. 5):

$$\gamma_{b,coh}(\omega) = e^{-\alpha^2 \omega^2 \xi^2} \quad (5)$$

Dans ce modèle  $\alpha$  est un paramètre de la cohérence qui contrôle la décroissance exponentielle de la fonction, sa valeur médiane est  $\alpha = 2.5 \times 10^{-4}$  s/m.

Cette perte de cohérence est représentée dans la figure 5 pour les positions (distance de séparation) égales à 40m, 100m, 200m et 500m.

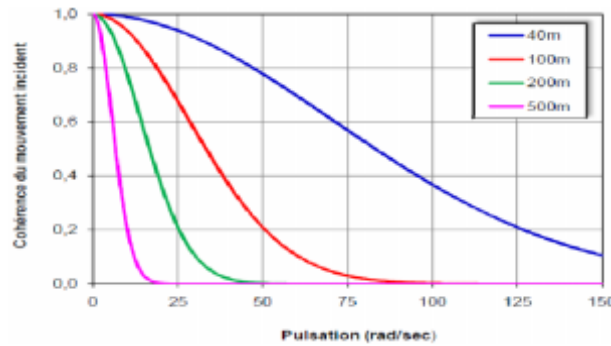


Figure 5. Variation spatiale du mouvement incident.

On constate que la cohérence diminue lorsque la pulsation augmente, atteint un minimum pour la pulsation fondamentale, ensuite croît jusqu'à la valeur unité pour les fréquences élevées.

### 5.2. Variation spatiale due au caractère stochastique

Le modèle de la cohérence qui permet de tenir compte de la stochasticité des couches de sol est donné par l'équation (6) et représenté sur la figure 6, pour trois types de sol.

$$\gamma_{coh}(\xi, \omega) = \frac{[H(\beta, \omega, \xi, \omega) + R_{coh}(\xi) H(\beta, \omega, \xi, \omega)]}{[H(\beta, \omega, \xi, \omega) + \sigma_{coh}(\xi) H(\beta, \omega, \xi, \omega)]} \quad (6)$$

Avec

$$H(\beta, \omega, \xi, \omega) = (\omega^4 + (2\beta + 4\xi^2 - 2)\omega^2 + (\beta - 1)^2 \omega^0) |H(\omega, \xi, \omega)|^2 \quad (7)$$

$$H_2(\beta, \omega, \xi, \omega) = 4\beta^2 \omega^2 \omega^4 |H(\omega, \xi, \omega)|^4 \quad (8)$$



$$H(\omega_0, \xi_0, \omega) = \frac{1}{\omega_0^2 - \omega^2 + 2i\omega_0\xi_0\omega} \quad (9)$$

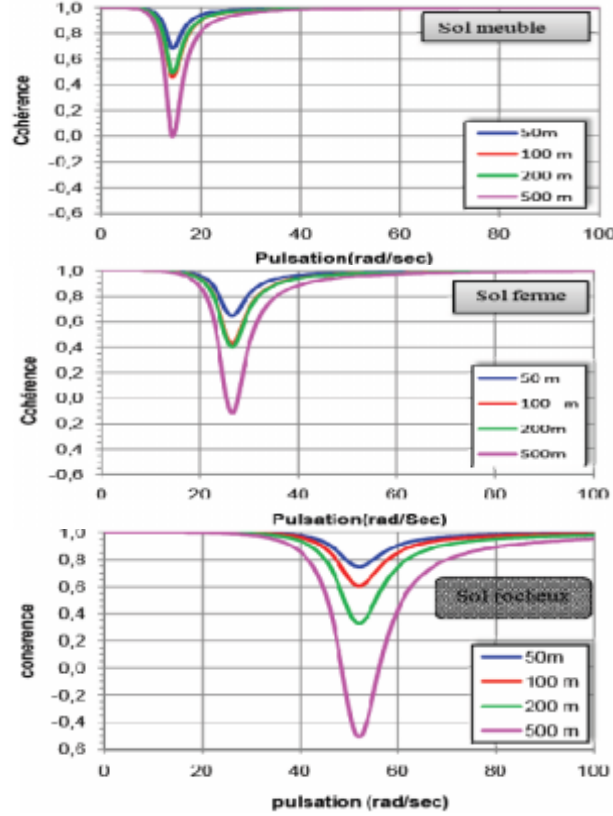


Figure 6. Variation spatiale due à la stochasticité des couches de sol.

### 5.3. Variation spatiale du mouvement total en surface.

La cohérence globale qui comporte la cohérence du mouvement incident et la cohérence due à la stochasticité des couches de sol dans la variation spatiale du mouvement total en surface est exprimée par les équations (10) et (15) et représentée sur la figure 7, pour différentes distances de séparation (40, 100, 200 et 500m) :

$$\gamma_{coh}(\xi, \omega) = \gamma_{b,coh}(\xi, \omega) \gamma_{1,coh}(\xi, \omega) \quad (10)$$

Avec

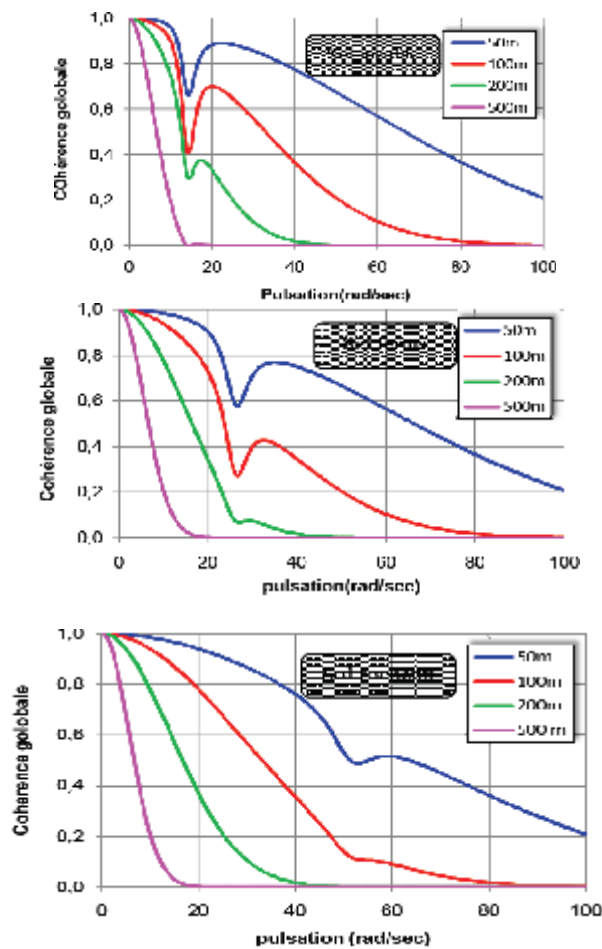
$$\gamma_{1,coh}(\xi, \omega) = \frac{[H_1(\beta, \omega_0, \xi_0, \omega) + R_{\omega\omega}(\xi) \times H_2(\beta, \omega_0, \xi_0, \omega)]}{[H_1(\beta, \omega_0, \xi_0, \omega) + \sigma_{\omega\omega}^2(\xi) \times H_2(\beta, \omega_0, \xi_0, \omega)]} \quad (11)$$

A partir de la figure (7), on constate que la cohérence diminue avec l'augmentation de la pulsation et la distance de séparation ce qui est identique à l'effet produit par le modèle de *Luco* et *Wong* (c'est à dire la perte de cohérence est due à la propagation des ondes dans le substratum rocheux). Cependant, les minima correspondants aux fréquences fondamentales sont plus apparentes lorsque la fréquence fondamentale est faible

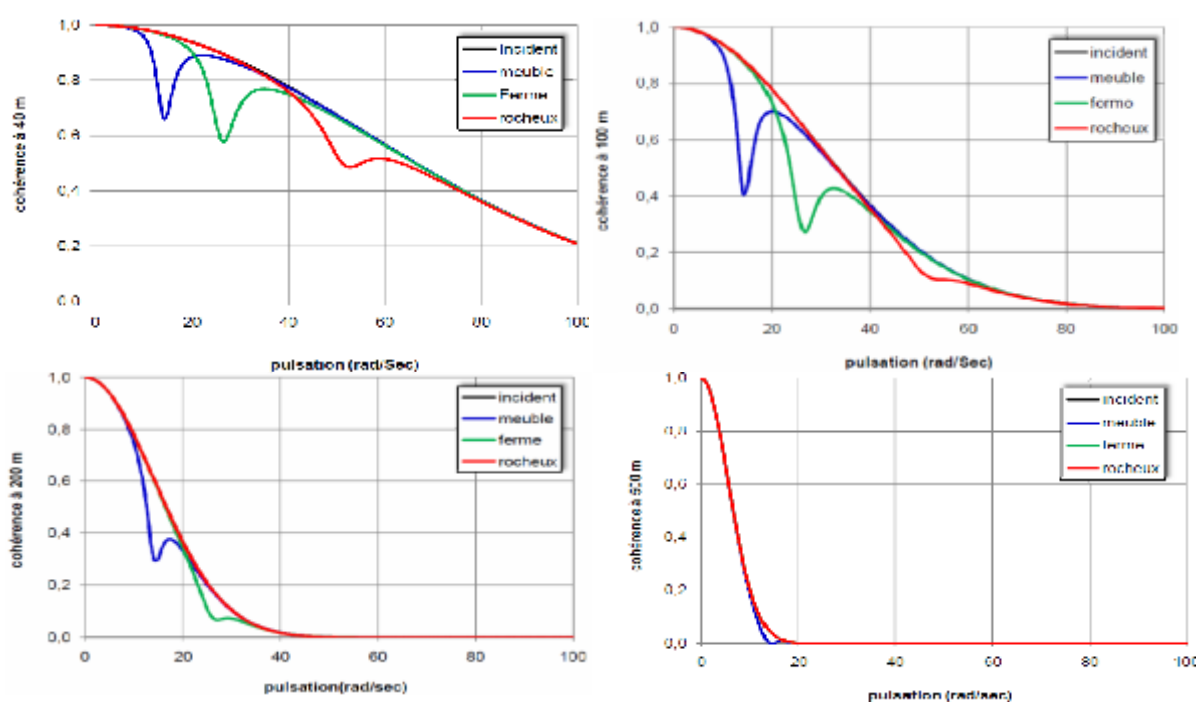
(sol meuble et sol ferme dans la présente étude) et s'effacent de plus en plus que la distance de séparation augmente.

En conclusion, l'effet de la stochasticité des couches de sol sur la cohérence totale est plus prononcé lorsque la fréquence fondamentale est faible, c-à-d pour les sites de plus en plus faibles.

Nous comparons dans la figure 8, la cohérence globale du mouvement en surface à celle du mouvement incident donnée par le modèle de Luco et Wong (1986), pour différents distances de séparations et différents types de sol. A partir de cette figure, nous constatons que la cohérence globale s'atténue de plus en plus que la distance de séparation augmente et se confond avec celle du mouvement incident pour les trois types de sol. Nous constatons, cependant, que pour les faibles distances de séparation (40 et 100 m), la variation de la cohérence avec la pulsation est plus prononcée pour le site meuble et ferme que pour le site rocheux.



**Figure 7.** Variation spatiale totale.



**Figure 8.** Comparaison de la cohérence globale à celle du mouvement incident.

## CONCLUSION

Nous concluons des résultants obtenus que:

- La forme de la variation spatiale des mouvements en surface du sol est contrôlée par celle du mouvement incident.
- La contribution de la stochasticité des couches de sol est concentrée au voisinage de la fréquence fondamentale du profil et donne un minima pour la cohérence.

## Bibliographie

- [1] Zerva A, Harada T. Effect of surface layer stochastically on seismic ground motion coherence and strain estimates, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 16, 1997, pp. 445-457
- [2] Harada T, Shinozuka M. stochastic analysis of spatial variability of seismic ground deformation, *Recent advances in lifeline earthquake engineering*, Elsevier, Amstardam, 1987.
- [3] J. Lin, Y. Zhang "Seismic random vibration of long-span structures. In C.W. Silva Editor. *Vibration and Shock Handbook*." Taylor & Francis, 2005, pp. 30-1 – 30-41.
- [4] H. Djillali Berkane "Etude de la variabilité spatiale des mouvements sismiques dans les milieux à hétérogénéité aléatoire," *Mémoire de Magister*, Université de Chlef, 2012, 100p.
- [5] J. E. Luco, H. L. Wong, "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.14, pp.891-908, 1986.

## INVESTIGATION SUR L'EFFET DES RAIDISSEURS SUR LES MODES DE VIBRATION DES RESERVOIRS METALLIQUES

Hadj Brahim M.<sup>1</sup>, Djermane M.<sup>2</sup> et Douli D.<sup>3</sup>

<sup>1</sup> [HADJ.MOUNIA@YAHOO.FR](mailto:HADJ.MOUNIA@YAHOO.FR), <sup>2</sup> [DJERMANE\\_MED@YAHOO.FR](mailto:DJERMANE_MED@YAHOO.FR)

<sup>3</sup> [DOULIDOUNIA@GMAIL.COM](mailto:DOULIDOUNIA@GMAIL.COM)

1 à 3 Laboratoire FIMAS Université de Béchar Algérie

### Résumé

*Les réservoirs de stockage sont des ouvrages très utilisés dans les industries pétrochimiques, hydrauliques et nucléaires. Leur conception est soumise à l'application d'une réglementation internationale qui est sans cesse actualisée, et spécialement dans sa partie régissant le comportement de ces ouvrages sous des sollicitations sismiques. L'état actuel de cette réglementation ne considère pas encore l'effet de la présence des raidisseurs de la paroi sur la tenue locale et globale de ces constructions suite à une agression sismique. Dans ce travail nous étudions l'effet du raidissement de la paroi sur les modes de vibration du système réservoir-liquide à travers une analyse fréquentielle des réservoirs à différents paramètres géométriques. Si le comportement dynamique global des réservoirs est assez influencé par les raidisseurs, les résultats trouvés montrent que les fréquences fondamentales ne sont pas cependant fortement perturbées par un raidissement.*

**Mots –Clés :** Réservoirs, Raidisseurs, Eléments Finis, Analyse fréquentielle.

### 1. INTRODUCTION

Le séisme est le phénomène qui génère le plus de dégâts aux structures presque un million de séismes de toute magnitude se produisent chaque année dans le monde. Cooper et Wachholz [1] ont notés des dommages des réservoirs en acier de pétrole dus aux tremblements de terre de Long Beach 1933, Kern County 1952, Alaska 1964, San Fernando 1971, Imperial Valley 1979, 1983 Coalinga, Loma Prieta 1989, Landers 1992, 1994 Northridge, et Kobe 1995. Des dommages clairs aux réservoirs en acier de pétrole ont été compilés aussi par Jain et autres [2] et Suzuki [3] pendant ces récents tremblements de terre en l'Inde et Turquie. Ces différents rapports sur le comportement structurel des réservoirs pendant les séismes indiquent que les réservoirs en acier sont plus sensibles que ceux en béton armé à subir des endommagements, allant jusqu'à la ruine totale de l'ouvrage. Les ruptures de ces ouvrages se manifestent par des flambements, par des dégâts dans la tuyauterie, par des soulèvements de la base, etc. Parmi ces phénomènes néfastes, le flambement dynamique des parois reste le plus fréquent et le plus sérieux. On atteste le rapport sur la fragilité de ces ouvrages établi par The American Lifelines Alliance (2001) [4].

Les analyses fréquentielles sont très répandues dans la pratique du calcul dynamique en égard à leur simplicité et rapidité par rapport à des calculs temporels. Or, ces analyses reposent principalement sur la détermination des fréquences propres des systèmes étudiés. Le degré d'exactitude de la connaissance de ces modes, et en particulier des modes fondamentaux, conditionne la qualité de l'analyse fréquentielle.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet des raidisseurs sur les modes de vibration des réservoirs métalliques encastrés en toits coniques, avec un paramètre géométrique petit ( $H/D=0,5$ ), moyen ( $H/D=1$ ) et grand ( $H/D=1,5$ ), où  $H$  la hauteur et  $D$  le diamètre du réservoir. La réglementation internationale n'offre que très peu de prescriptions sur les réservoirs raidis et aucune étude sur l'analyse fréquentielle et dynamique. Ces recommandations, dont certaines assez récentes, n'ont pas bénéficiées d'une évaluation suffisante par la communauté scientifique.

Dans ce travail on a adopté un modèle tridimensionnel basé sur la méthode des éléments finis, dans lequel seule la composante impulsive de la pression hydrodynamique est considérée, et ce d'après Housner [5], qui

recommande de ne pas considérer la composante convective dans l'étude des vibrations de la paroi des réservoirs. Les actions des deux composantes sont considérées comme découplées à cause de la différence notable entre leurs fréquences de vibration. Cette hypothèse est adoptée dans les recherches effectuées dans ce domaine, notamment celle de Virella et al [6], et Djermane et al [7].

## 2. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE

### 2.1. PAROIS (MODELISATION), RAIDISSEURS ET COUVERTURE

Pour analyser l'effet des raidisseurs sur les modes de vibration, trois configurations géométriques sont employées dans cette contribution (voir la fig. 1), avec le rapport hauteur sur le diamètre (H/D) égale : à 1.5 (modèle A), à 1 (modèle B) et à 0.5 (modèle C). L'expérience des tremblements de terre passés a prouvé que les réservoirs qui sont complètement remplis de liquide sont plus enclins pour subir les dommages [4], alors cette étude considère un niveau du liquide de 90% de la taille du réservoir. Des épaisseurs variables de la coque du réservoir ont été conçues pour cette étude utilisant les dispositions d'API650 [8], et avec les toits coniques.

La position optimale des raidisseurs circonférentielles est fonction de plusieurs paramètres : nature du chargement, position des charges, propriétés géométrique, etc [9].

L'espacement optimum est assez délicat à estimer. Dans ce travail nous avons adopté la règle simple suivante : d'après Timoshenko et Goodier (1951) [10], l'effet des charges concentrées peut être négligé à des distances supérieurs à  $\frac{\pi}{\beta}$  avec :

$$\beta^4 = \frac{3(1-\nu^2)}{R^2 h^2} \quad (1)$$

Les propriétés géométriques et mécaniques du réservoir sont :

D=15 m ; espacement entre raidisseurs l=1.25 m ; épaisseurs : h1 = 0.0227 m ; h2 = 0.0195 m ; h3 = 0.0158 m ; h4 = 0.0143 m ; h5 = 0.0127 m ; h6 = 0.0111 m ; h5 = 0.0095 m ; h6 = 0.0079 m.

E = 2.1E-11 MPa ;  $\nu=0.3$ .  $\rho_{acier} = 7840 \text{ kg/m}^3$ .

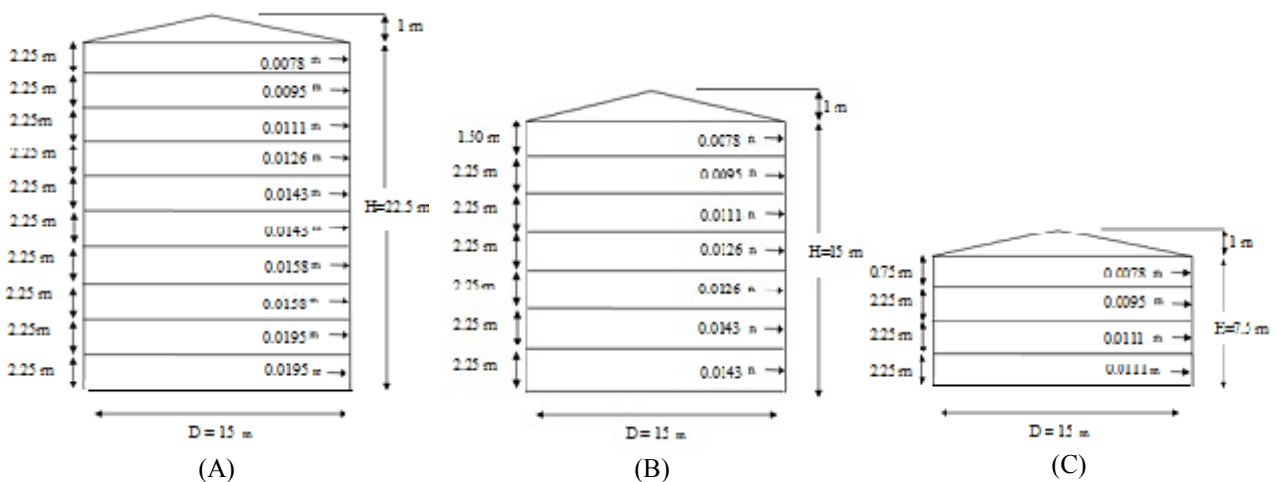


Figure 1. Les modèles des réservoirs; t = l'épaisseur de la paroi, tr = l'épaisseur de toit; tr = 7.8 mm (toit avec raidisseur): (A) H/D = 1.5; (B) H/D = 1; (C) H/D = 0.5.

Les maillages d'élément fini du réservoir tridimensionnel utilisent des éléments de coque pour le cylindre et le toit. Le fond de réservoir n'a pas été modélisé, puisque seulement des réservoirs encastrés sont considérés. Le logiciel ABAQUS [11] d'analyse par éléments finis, a été utilisé pour effectuer tous les calculs, en utilisant des éléments quadrilatéraux S4R de coque pour le cylindre, éléments triangulaires S3R de coque pour le toit et éléments barre B31 pour les combles de toit. Les caractéristiques de ces éléments sont décrites dans ABAQUS [12].

## 2.2. LIQUIDE (DENSITES EQUIVALENTES)

Le fluide est modélisé en utilisant la technique des densités équivalentes [13], [6]. Les valeurs de la densité ajoutée du liquide sont déduites dans ce travail à partir du diagramme de la pression hydrodynamique du mode impulsif d'un système de réservoir-liquide développé par Veletsos et Shivakumar [14], par tranches régulières ou irrégulières de la hauteur de la paroi. Cette modélisation néglige le mouvement du ballonnement du liquide à cause du décalage entre les fréquences naturelles des composantes convective et impulsive du liquide, étant entendu que c'est cette dernière qui est responsable des flambements dynamiques de la paroi [6]. La pression impulsive est donnée par l'expression :

$$P_i = (\eta, \theta, t) = c_i(\eta) \rho R \ddot{x}_g(t) \cos\theta \quad (2)$$

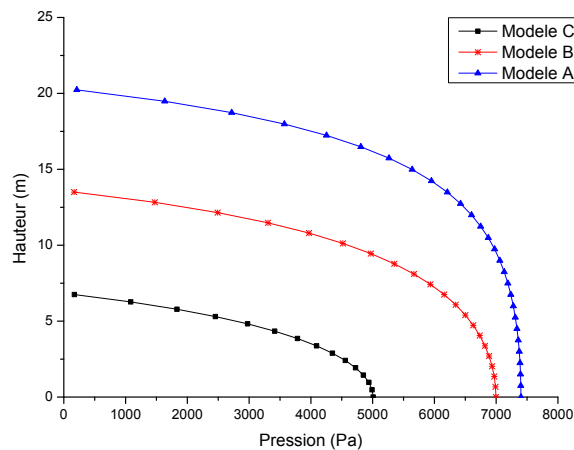
où  $\eta$  égale à  $z/H$  coordonnée sans dimension;  $z$  est l'axe vertical mesuré à partir du fond du réservoir ;  $H$  et  $R$  sont la hauteur et le rayon de réservoir respectivement. Le terme  $\ddot{x}_g(t)$  représente ici le mouvement en champ libre du sol ; et  $t$  est le temps. La fonction  $C_i$  est donnée par :

$$c_i(\eta) = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} c_{cn}(\eta) \quad (3)$$

Où :

$$c_{cn}(\eta) = \frac{2}{\lambda_n^2 - 1} \left( \frac{\cosh[\lambda_n(H/R)\eta]}{\cosh[\lambda_n(H/R)]} \right) \quad (4)$$

$\lambda_n$  est la nième racine de la première dérivée de la fonction de Bessel, où les trois premières racines sont  $\lambda_1=1.841$ ,  $\lambda_2=5.311$ , et  $\lambda_3=8.536$ . Les distributions de pression définies dans Eq. (1) pour chacun des systèmes de réservoir-liquide considérés en cet article et pour  $\theta = 0$  sont présentés dans fig. 2.



**Figure 2.** La pression impulsive pour le modèle réservoir-liquide avec  $\ddot{x}_g = 1 \text{ m/s}^2$ : (A)  $H/D = 1.5$ ; (B)  $H/D = 1$ ; (C)  $H/D = 0.5$ .

### 2.3. ANALYSE FREQUENCE NATURELLE (VALEUR PROPRES)

Les fréquences naturelles du fluide sont données par les règlements internationaux les plus utilisés résumés par les formules suivantes :

- Code EC8 
$$f_i = 1 / \left( C_i \frac{H \sqrt{\rho}}{\sqrt{\frac{t}{R} \sqrt{E}}} \right) \quad (5)$$

- Code API 
$$f_i = 1 / \left( \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i H \sqrt{\rho}}{\sqrt{\frac{t}{D}}} \right) \quad (6)$$

- Code AWWA non disponible

Le Tableau 1 compare les résultats obtenus par le modèle utilisé sans toit et avec toit, sans et avec raidisseurs par rapport à ceux donnés par les règlements cité en haut.

**Tableau 1.** Comparaison des fréquences fondamentales (Hz)

| Méthode<br>Modèle | EC 8    | API 650 | AWWA | Modèle<br>sans toit | Modèle<br>avec toit | Modèle+toit<br>+raidi | Erreur<br>(modèle<br>+ toit) % |
|-------------------|---------|---------|------|---------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|
| <i>H/D = 1.5</i>  | 5.4059  | 5,4059  | /    | 4.0709              | 5.9928              | 6.0003                | 9.79%                          |
| <i>H/D = 1</i>    | 7.6839  | 7,6839  | /    | 6.4014              | 8.4223              | 8.4725                | 8.77%                          |
| <i>H/D = 0.5</i>  | 12.7064 | 12,7064 | /    | 12.2670             | 13.5600             | 13.9187               | 6.29%                          |

Il est ressort de cette comparaison que les fréquences fondamentales déterminées par le modèle adopté sont très proches des valeurs données par les règlements.

La lecture du tableau 1 qui regroupe les fréquences des trois réservoirs, élancé, moyen et court respectivement, et la comparaison des résultats obtenus permet de conclure que les fréquences impulsives ont des valeurs directement liées aux élancements.

### 2.4. ANALYSE DES MODES

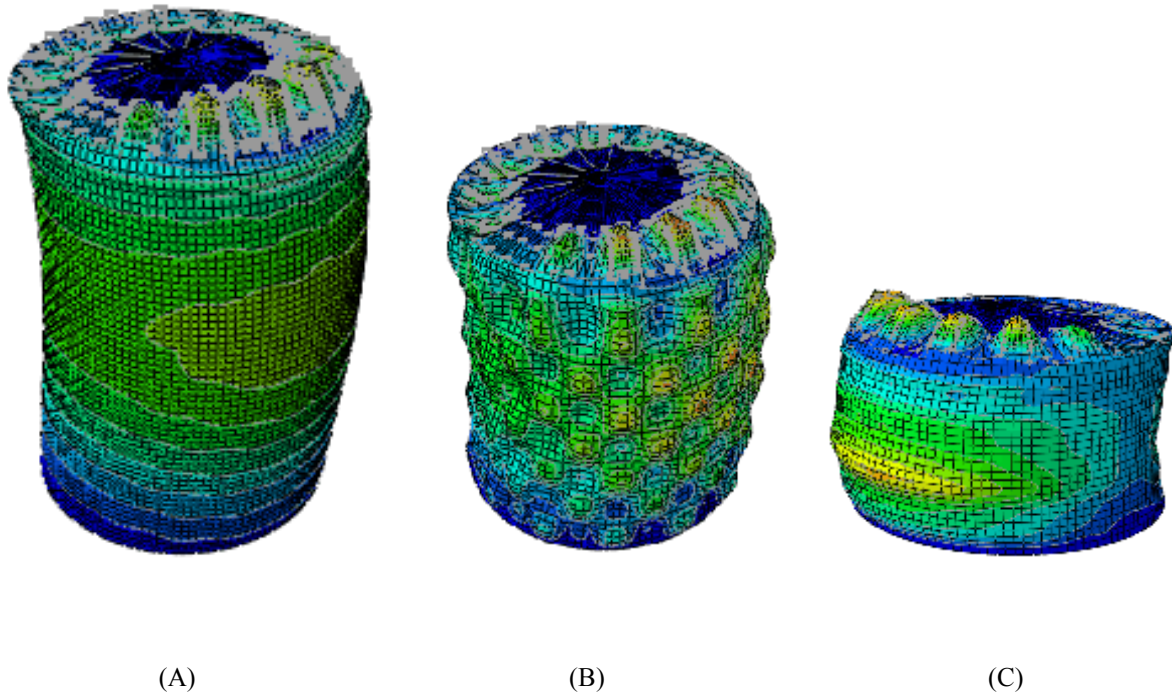
Le Tableau 2 ci-dessous présente l'influence de la géométrie, la toiture et les raidisseurs sur l'ordre et le type du mode fondamental pour les trois cas de réservoir. On peut constater qu'en présence de la toiture l'ordre du mode fondamental augmente et que les réservoirs élancés atteignent le mode fondamentale plus tôt que les réservoirs courts.

L'existence des raidisseurs sur les réservoirs influe d'une façon positive sur les modes fondamentales qui se produit plus tôt que dans le cas sans raidisseurs.

**Tableau 2** : Ordre N et type du mode fondamental : m et n nombre de ventres dans les sens circonférentiel et transversal.

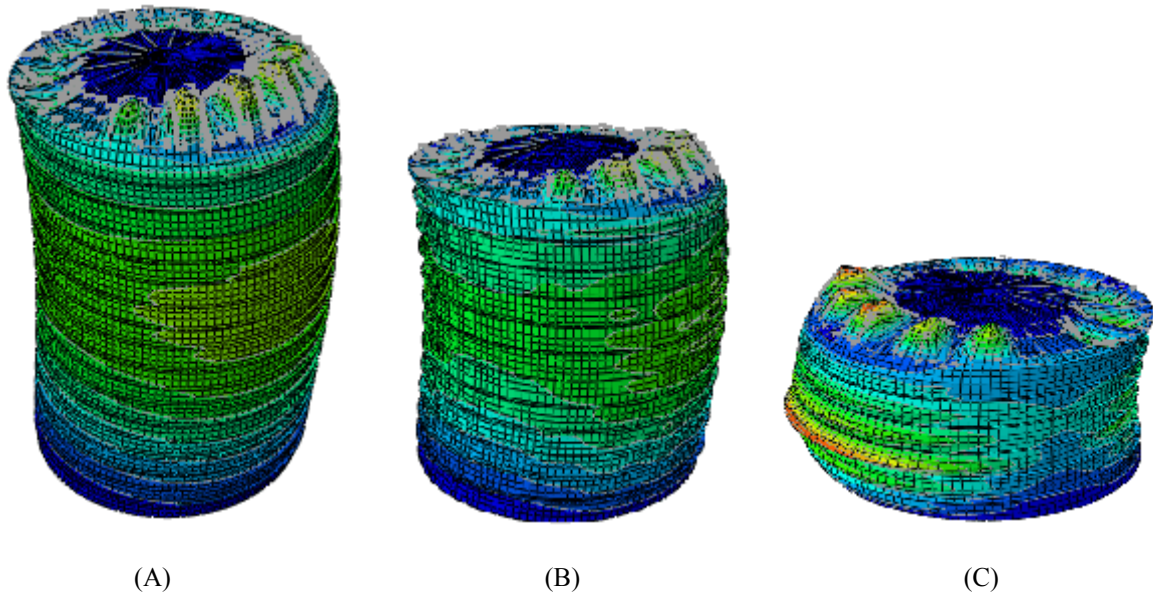
| <b>Modèle</b>  | <b>Mode</b>       | <b>N°</b> | <b>Type</b> | <b>m</b> | <b>n</b> |
|----------------|-------------------|-----------|-------------|----------|----------|
| <b>H/D=1.5</b> | Sans toit         | 151       | colonne     | /        | /        |
|                | Avec toit         | 254       | colonne     | /        | /        |
|                | Toit + raidisseur | 58        | colonne     | /        | /        |
| <b>H/D=1</b>   | Sans toit         | 218       | colonne     | /        | /        |
|                | Avec toit         | 316       | Mixte       | 13       | 4        |
|                | Toit + raidisseur | 91        | colonne     | /        | /        |
| <b>H/D=0.5</b> | Sans toit         | 293       | Mixte       | 1        | 1        |
|                | Avec toit         | 324       | Mixte       | 1        | 1        |
|                | Toit + raidisseur | 256       | Mixte       | 1        | 4        |

Le mode fondamental pour le réservoir moyen avec toit et court est du type mixte. Ceci appelle à plus de précaution dans l'utilisation de certaines méthodes simplifiées qui considèrent toujours des modes du type colonne. L'influence de l'existence des raidisseurs sur le type du mode n'est pas claire dans cette étude. Voir fig. 3 et fig. 4.



**Figure 3.** Modes fondamentales des trois réservoirs sans raidisseurs





**Figure 4.** Modes fondamentales des trois réservoirs avec raidisseurs

### 3. CONCLUSION

L'étude d'analyse du mode fondamental du système réservoir-liquide et la comparaison par les règlements témoigne de la justesse du modèle utilisé (validation du modèle).

L'existence des raidisseurs ne perturbent pas les valeurs des fréquences fondamentales (ou période) mais sur le nombre du mode on a un grand intérêt en ce qui concerne le calcul et le temps.

L'examen des résultats obtenus (contenu fréquentiel) a permis de confirmer globalement les recommandations des codes dans tous les cas étudiés des réservoirs, et montrent la nécessité de prévoir une partie suffisante sur les raidisseurs dans les codes de calcul si la présence des raidisseurs ne semble pas avoir une influence notable sur les fréquences fondamentales des réservoirs, le comportement dynamique de ces derniers est fortement altéré par leur présence, on note en particulier une diminution importante des déplacements maximums et des contraintes maximums par rapport aux réservoirs non raidis.

### Bibliographie

- [1] Cooper TW, Wachholz TP. Optimizing post-earthquake lifeline system reliability. In: Proceedings of the 5th US conference on lifeline earthquake engineering. ASCE, vol. 16. 1999. p. 878–86.
- [2] Jain SK, Lettis WR, Murty CVR, Bardet J. Bjuh, India earthquake of January 26, 2001, reconnaissance report. Earthquake spectra (EERI) 2002; 8(Suppl. A): 257–95.
- [3] Suzuki K. Report on damage to industrial facilities in the 1999 Kocaeli earthquake, Turkey. Journal of Earthquake Engineering 2002; 6(2):275–96.N.
- [4] American Lifelines Alliance. Seismic fragility formulations for water systems. ASCE 2001. Part1-Guideline, Part-2 Appendices.
- [5] Housner GW. The dynamic behavior of water tanks. Bulletin of the Seismological Society of America 1963;53(2):381–9.
- [6] Virella J.C., Godoy L.A. and Suarez L.E., (2006), "Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation", Journal of Constructional Steel Research, 62,521–531.

- [7] Djermane M., Chelghoum.A., Amieur B. and Labbaci B.,(2006), "Linear and Nonlinear Thin Shell Analysis Using a Mixed Finite Element With Drilling Degrees of Freedom", Int.J.Appl.Engn.Research Vol 1, N°2, 217-236.
- [8] Bathe K.J., (1996), "Finite element Procedures", Prentice Hall
- [9] Djermane M. , Chelghoum A. and Amieur B., (2007) , "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Shells Using a Finite Element With Drilling Degrees of Freedom", Int.J.App.Engn.Research,111-124.
- [10] Timoshenko SP "theory of elasticity" 3ed Mc Graw-hill 1951
- [11] ABAQUS Explicit User Manual, version 6.4. Hibbit, Karlsson and Sorensen; 2002.
- [12] ABAQUS Theory Manual, version 6.4. Pawtucket (RI, USA): Hibbit, Karlsson and Sorensen; 2002.
- [13] Barton D.C. and parker J.V., (1987) , "Finite Element Analysis of the seismic Response of Anchored and An anchored Liquid Storage Tanks", Eathquake Engn.Structural.Dynamics, 15,299-322.
- [14] Veletsos AS, Shivakumar P. Tanks containing liquids or solids. Beskos DE, Anagnostopoulos SA, editors. Computer analysis and design of earthquake resistant structures: A handbook, vol. 3. Southampton (UK): Computational Mechanics Publications; 1997. p. 725–73.

## **5. Dynamique des structures**

## STABILISATION DU SITE DES 660 LOGEMENTS TARZOUSTE -EL MILIA- WILAYA DE JIJEL

BOUBAZINE Leila<sup>1</sup>, KEBAB Hamza<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Facultés des sciences de la nature et de la vie, Département des sciences de la terre et l'univers,  
Université de Jijel, leila.str@hotmail.fr

<sup>2</sup> Facultés des sciences de la nature et de la vie, Département des sciences de la terre et l'univers,  
Université de Jijel, keb\_geologie@yahoo.fr

### Thème N°4 : Dynamique des Structures et des Sols

#### Résumé

Le mouvement de sol ainsi que les désordres observés au niveau du site des 660 logements ont été constatés vers le mois d'Avril 2004. Les résultats des études géotechnique indiquent de façon générale, qu'on est en présence d'un terrain hétérogène argilo-gréseux, moyennement dense, détrempe à saturé et moyennement agressif, il présente aussi une tectonique cassante, Nécessitant ainsi un suivi rigoureux, par un organisme spécialisé. dans ce travail et à travers une 'étude géologique et géotechnique de la région d'el Milia cas du site des 660 logements Tarzoust –El Milia- nous avons mise en évidence les causes probables de ces mouvements ainsi que les différents moyens de confortements actuellement en cours de réalisation, recommandés par l'organisme spécialisé après, l'expertise du site en vue d'améliore les caractéristique géotechnique du sol ,donc stabilisé le site et sur tout de pallier à d'éventuels dégâts pouvant porter préjudice à la stabilité des ouvrages et à la sécurité des usagers. En attendant la phase terminale, relative la surveillance du site après achèvements des travaux de confortement.

**Mots –Clés :** Glissement, stabilisation, drainage, tarzouste, 660 logements

#### 1. INTRODUCTION

Le choix du site concerné pour l'implantation des 660 logements a été fait conformément aux orientations et aux propositions d'aménagement des instruments d'urbanisme relatifs à la commune d'El Milia. La réalisation des bâtiments étant en cours d'achèvement, ces derniers commençaient déjà à subir des désordres au début du mois d'Avril 2004, suite à l'ouverture des joints entre les blocs 14 et 15, accompagné de déformations et désordres au niveau des aménagements extérieurs (dallages, murs de soutènement...ect). Suite à ces observations, une série d'expertises et d'études de sol a été dès lors engagée en urgence et exécutée par les autorités. D'autre part, une étude géotechnique d'urbanisation du POS N° 04 dont fait partie le site, ainsi qu'une étude de stabilisation du site des 660 logements sociaux- locatifs à Tarzoust ont été élaborées par le LNHC Rouiba afin de mettre en évidences les facteurs principales, responsables de cette instabilité ainsi que les moyens de confortement permettant de stabiliser le site et assurant ainsi la sécurité des habitants des 660 logements.

#### 2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET CONTEXTE MORPHOLOGIQUE

La zone d'étude est situé dans la périphérie nord de l'agglomération secondaire de Tarzoust à environ 57 km au sud-ouest de la wilaya de Jijel, figure n°01 situé entre 06° 16' 00" de longitude Est et 36° 45' 00" de latitude Nord, longeant la R.N n°43 reliant Jijel à El Milia Elle est située au Nord-Est de la petite Kabylie.

L'emplacement du site coïncide avec une ancienne zone couverte de maquis et vierge de toute urbanisation dont le pendage dépasse par endroit les 10 %, cette déclivité étant, moyenne entre 10% à 15% c'est-à-dire allant de 5.71° à 8.5, d'orientation générale Nord-Ouest / Sud –Est



Figure I. situation géographique de la zone d'étude

### 3. CONTEXTE GEOLOGIQUE DU SITE

Notre secteur d'étude appartient de point de vue structural au domaine interne, nous avons pu identifier les unités géologiques en allant du sud vers le nord : le flysch numidien et le flysch Maurétanien.

Le flysch numidien contient deux niveaux bien définis, un premier niveau supérieur gréseux et un deuxième niveau inférieur argileux, dites argiles sous numidiennes. Le premier niveau est représenté par le grès numidien qui est contient des bancs massifs d'épaisseur varie entre 3 à 8 m, de couleur blanchâtre parfois beige a patine jaunâtre avec des dragées de quartz bien visible et de la glauconie, à certain endroit ce grès présente des altérations importantes et se développe à des terrasses. Le deuxième niveau argileux (argiles sous numidiennes), de couleur grise à verdâtre souvent varicolores et renfermant des niveaux carbonates (centimétrique), microplissée débitant parfois en plaquettes, nous les avons identifié grâce à la présence du Tubotomaculome. Pour ce qu'est de la deuxième unité géologique, c'est le flysch Maurétanien une formation argilo-gréseuse apparaît sous les argiles sous numidiennes présentant deux niveaux distincts, le premier niveau, des calcaires à laminations gréseuse (laminites calcaires) et quartzites verts olivâtre d'âge sénonien avec des figures de fond, d'âge sénonien, et le deuxième niveau est composé des schistes noirs, argiles schisteuse plissés et des pseudo-phthanites d'âge Cénomano-Turonien [1].

Nous avons pu établir une coupe schématique, suivant la direction N-S qui met en évidence l'accident N-S, une faille normale (figure II) [1].

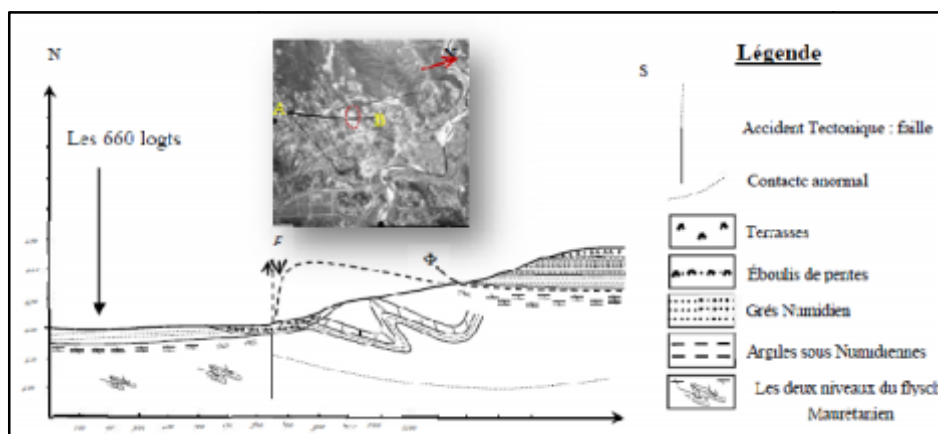


Figure II. Coupe géologique schématique, N-S [1]

Au niveau des blocs qui présentent les désordres, la formation que nous avons pu distinguer sont les argiles sous numidiennes tel qu'il est indiqué dans le log stratigraphique de la figure III [1].

| Age                           | Formation | Description lithologique des formations  |
|-------------------------------|-----------|--|
| Quaternaire                   |           | Couvertures : éboulis de pentes, des blocs de grès métriques dans une matrice argileuse (épais/1m à 2 m) |
| Oligocène<br>Moyen -Supérieur |           | Argiles varicolores présence de tubotomaculum  |

**Figure III** Log stratigraphique locale au niveau des blocs.

#### 4. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE DU SITE

Le site est en générale sujet à des circulations d'eau à faibles profondeurs, des niveaux d'eau compris entre 2 à 3.50 m, il y a un écoulement souterrain sur le versant, avec une direction générale sud- ouest/nord-est. En effet les horizons géologiques principalement sableux et sablo – gréseux possèdent des perméabilités relativement élevées.

A la suite d'averses importantes, les eaux de ruissellement circulent par gravité en direction de la pente, selon l'oued ou Chaaba qui joue le rôle d'exutoire pendant la période pluviale. Cette présence d'eau a une influence négative sur les fondations ainsi que :

- Les sols du site peuvent être sujets à des tassements,
- Une modification des pressions interstitielles ainsi que celle du champ de pression interstitielle par la variation du niveau de l'eau
- Le phénomène d'hydratation des particules des sols, entraînant une augmentation de volumes.
- 

#### 5. CARACTERISATION GEOTECHNIQUE DU SITE

Neuf sondages carottés de 15 à 21 m de profondeur et dont trois sont équipés en inclinomètres (S2, S4, S7) ont été réalisés; au niveau du site, en vue de définir l'épaisseur des couches ainsi que leurs caractéristiques géotechniques (tableau I). Les essais d'identification ont permis de mettre en évidence, d'après le diagramme de plasticité de Casagrande, que le terrain est situé dans la zone des argiles Inorganiques de moyenne plasticité, c'est un sol fin moyennement dense, détrempe à saturé et moyennement agressif. [2]

Cinquante-quatre essais de pénétration dynamique ont été réalisés, afin de déterminer selon la formule de hollandaise', la résistance dynamique (Rd) du sol en fonction de la profondeur. L'analyse des pénétrogrammes montre que le sol accuse en générale une bonne résistance avec des refus prématurés entre 1 et 4 m de profondeur à compter de la cote du terrain naturel, du probablement au bocs degrés. [2]

| <i>sol</i> / <i>Paramètres</i> | <i>C (bars)</i>      | <i>φ (°)</i> |
|--------------------------------|----------------------|--------------|
| <i>Argiles</i>                 | <i>0.133</i>         | <i>3,5</i>   |
| <i>Argile schisteuse</i>       | <i>0.110 - 0.163</i> | <i>5 - 6</i> |

**Tableau I.** Résultats des essais mécaniques.

pour évaluer l'agressivité du sol par rapport aux bétons, des échantillons sont soumis à des analyses chimiques selon la norme NFP.186011 du 06 / 92. Les résultats obtenus (tableau n ° II) révèlent une agressivité moyenne, sauf pour certaines zones où l'étude de sol locale indique une forte concentration en sulfates

| <i>Parameter mesurés (mg)</i> | <i>So3</i>     | <i>So7</i>    |
|-------------------------------|----------------|---------------|
| <i>pH</i>                     | <i>7.53</i>    | <i>7.60</i>   |
| <i>Calcium Ca++</i>           | <i>208.42</i>  | <i>32.06</i>  |
| <i>Magnésium Mg++</i>         | <i>75.88</i>   | <i>11.67</i>  |
| <i>Chlorure cl--</i>          | <i>602.82</i>  | <i>148.93</i> |
| <i>Sulfates so4--</i>         | <i>627.89</i>  | <i>149.97</i> |
| <i>Carbonates co3--</i>       | <i>Traces</i>  | <i>Traces</i> |
| <i>Bicarbonates hco3-</i>     | <i>292.85</i>  | <i>292.85</i> |
| <i>Co2 agressif</i>           | <i>néant</i>   | <i>Néant</i>  |
| <i>Résidu sec à 105 °</i>     | <i>2189.00</i> | <i>628.00</i> |

**Tableau II** Résultats de l'analyse chimique

## 6. ANALYSE, CAUSES DE L'INSTABILITE DU SITE

### 6.1. Analyse du problème de l'instabilité:

Le problème d'instabilité du site des 660 logements sociaux locatifs de Tarzoust ainsi que les désordres ont été constatés au début du mois d'Avril 2004, il s'est manifesté par :

- La rupture des remblais issus des travaux de terrassements des bâtiments sous forme de glissements locaux et superficiels.
- L'affaissement du sol autour de quelques bâtiments.

A travers les suivis topo métriques effectués, les désordres depuis 2004 n'ont cessé d'évoluer au point :

- D'aggraver la situation des bâtiments affectés et les rendre irrécupérables (cas des bâtiments 14 et 15, inclinaison importante).
- D'engendrer une propagation des dommages au niveau des bâtiments jugés au par avant sains.

Le déplacement de l'inclinomètre S2, situé à proximité des blocs 14 et 15, sur une profondeur de 4,00 m en aval, 70 mm horizontalement au bout de 12 mois d'observations année (entre le 03/04/2006 et le 03/04/2007), indique clairement que le mouvement est continu en profondeur, en rapport avec la circulation des eaux superficielles et souterraines [2].

Suite à cela, une étude de diagnostic de confortements et de stabilisation du site a été élaboré en se basant sur les études réalisées par le CTC/Est et dont les moyens de confortements sont actuellement, en cours de réalisation. Lors de ces deux dernières années (2011-2012), le phénomène s'est amplifié, beaucoup de bâtiments présentent des désordres graves, devenant inhabitable avec risque d'effondrement.

### 6.2. Les principales causes de l'instabilité du site :

À travers l'étude de diagnostic de l'instabilité au niveau du site des 660 logements (LSP) est établis par le CTC/EST et l'étude géologique et géotechnique des zones instables à El Milia, nous avons pu mettre en évidence les différents facteurs favorisant cette instabilité et qui sont [1], [3] :

#### 6.2.1. Les terrassements:

Aucune étude n'a été élaborée avec des plans de terrassements pour les différentes plates – formes projetées, les terrassements effectués conjugués avec l'implantation des bâtiments ont perturbé le cheminement naturel des eaux en circulation dans le sous-sol et en surface.

*6.2.2. Les modifications du régime hydraulique qui sont représentées principalement dans :*

- Modification du cheminement préférentiel de l'eau avec ses exutoires naturels
- Remblaiement en partie des talwegs ou leur obstruction par les sols déblayés
- Concentrations d'eaux au pied des fondations des bâtiments et des terres pleins avec
- Modification du comportement des sols argilo schisteux favorisant les instabilités.
- Action érosive des sols en surface et création de forces d'entraînement sur les Particules solides, Affouillements avec perte de portance
- circulation des eaux souterraines

*6.2.3. L'hétérogène des sols :*

Matrice argileuse schisteuse tapissée de blocs de grès de dimensions variables (du centimètre au mètre). Ces niveaux argileux ont perdu leurs caractéristiques géotechniques initiales à partir du moment où elles ont été infiltrées par les eaux. En effet l'imbibition en excès de ces formations, a modifié complètement leur réaction et par conséquent leur comportement Il y a lieu de noter la présence par endroits de blocs gréseux important qui peuvent devenir soit des points durs ou au contraire des zones de faiblesses. Ainsi que :

- Rareté d'une assise avec une couche homogène.
- Excavation des blocs rocheux sans prise de mesures techniques exigées.
- Variation des caractéristiques physico – mécaniques d'un point à un autre de l'assise d'un bloc.
- La Probabilité de présence de sulfates, qui ne peut être vérifié, que par une étude
- Géologique approfondie du site.
- 

*6.2.4. La présence des talwegs :*

La géomorphologie du terrain dévoile la présence de talwegs de différentes dimensions. Ils ont été mal approuvés lors des travaux de réalisation puisque certains ont été soit colmatés totalement, soit en partie, soit plus ou moins obstruée .on notera aussi :

- Modification du régime hydraulique.
- Probabilité d'implantation des bâtiments sur des parties de talwegs obstrués.

## **7. LES MOYENS PROPOSES DE CONFORTEMENT**

Les différentes études géotechniques qui ont été établies par les laboratoires et organisme spécialisée, ont permis de mettre en évidence les différents moyens de confortement du site, qui sont actuellement en cours de réalisation et dont l'efficacité ne peut être confirmée qu'après l'achèvement totale des travaux. Ces moyens de confortements se représentent comme suite :

### **7.1. La maîtrise des eaux :**

La maîtrise des eaux sera assurée par la réalisation de tranchées drainantes des éperons drainants et de caniveaux. L'imperméabilisation des surfaces (périphérie des bâtiments et voiries)





Figure IV. Implantation des tranchées et éperons drainantes

### 7.2. Le reprofilage des talus :

Un reprofilage a été réalisé pour donner une pente régulière au terrain situé en aval de certains blocs (en particulier ceux adjacents à la CHAABA principale et celle secondaire) et au terrain situé en amont de l'école. Il permet d'éviter toute stagnation d'eau, le tout sera recouvert d'un masque drainant à la fin des travaux confortements et boisé par des arbres type eucalyptus.

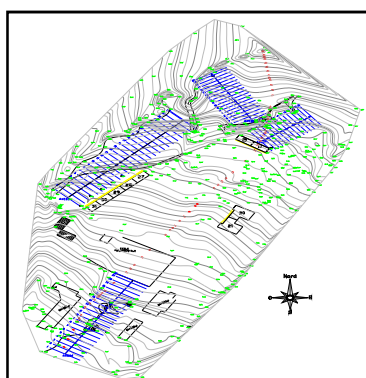


Figure V. Implantation des axes de reprofilage

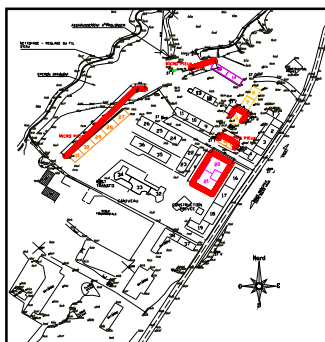
### 7.3. Le traitement des talwegs

Le curage du lit de l'oued et ses affluents est un impératif, il faut les débarrasser des matériaux de déblais déversés de façon anarchique qui les obstruent empêchant ainsi un écoulement régulier des eaux de pluie et de l'assainissement pour échapper au travail de sape des berges par l'eau dans leur partie concave et le traitement de leurs talus.

### 7.4. Le confortement des sols par des micros pieux

L'inclusion de micro – pieux dans certaines parties de notre site permet de créer à l'intérieur de celles – ci un noyau résistant armé sans altérer l'équilibre en place déjà précaire. Il était essentiel de créer le long des pentes plusieurs parois de façon à fractionner la masse instable.

Les réseaux ont alors la forme présentée à la figure VI. Les plans résistants sont constitués de pieux disposés de façon à former un maillage plutôt serré



*Figure VI. Implantation des micros-pieux*

### **7.5. La butée des bâtiments**

Il a été retenu d'optimiser la solution par micros pieux en créant une butée par l'entremise d'un diaphragme rigide reliant l'élément de couronnement des micros pieux au voile périphérique des bâtiments. En effet ce renforcement ne concernera que les bâtiments ayant subi des déplacements important tel le cas des blocs n° 20 et 21.

## **8. CONCLUSION**

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain et l'instabilité au niveau du site des 660 logements Tarzouste El Milia est dû principalement à la combinaison de ces différents facteurs pouvant être déclencheurs ou aggravants, on notera en particulier les paramètres suivants :

- La morphologie du site qui est caractérisé par une pente moyen, en présence d'une couverture végétale importante et remblais ancienne, ainsi que des circulations importantes d'eau.
- L'hétérogénéité des sols
- La présence d'eaux superficielles et souterraines.
- Des terrassements non étudiés
- La possibilité aussi de la présence de sulfates, au niveau de certains zone du site.

En s'appuyant sur l'examen et l'analyse des causes probables de l'instabilité au niveau du site, nous avons pu définir les solutions de confortement suivantes :

- La maîtrise des eaux
- Le reprofilage
- Le traitement des talwegs
- L'inclusion des micros pieux par endroit

A L'issue de toutes ces interventions sur site et le bâti, Après constat de la stabilisation des désordres, des travaux de réparations seront entrepris au cas par cas, selon le degré de dégradation sur les dallages, les éléments de structure les joints de dilatation Les maçonneries et les CES. en effet ces réparation au niveau du bâti ne peuvent être entrepris si les moyens de confortements ne donne pas de bonnes résultats.

Une dernière étape sera entrepris au niveau du site, qui consiste à un suivi de l'efficacité des confortements réalisés, de prévention et de sauvegarde des bâtiments non affectés, l'instrumentation du site s'articulera autour de trois actions, un suivi topographique, inclinométrique et des mesures piézométriques.

**Bibliographie**

- [1] L. Boubazine, mémoire de magistère, université de Jijel, Étude Géologique Et Géotechnique Des Zones Instable D'el Milia Cas Du Site des 660 logements sociaux locatifs Tarzoust –El Milia- wilaya de Jijel (2008).
- [2] Laboratoire. L.N.H.C, unité de Rouïba, rapport de l'étude de stabilité du site des 660 logements Tarzoust El Milia, (2007)
- [3] CTC/EST. Rapport d'expertise confortement et stabilisation du site des 660 logements Tarzoust El Milia (2010).

## ANALYSE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES RESERVOIRS EN BETON SURELEVES

F. Bouchala, A. Seghir, A. Tahakourt

Laboratoire de Génie de la Construction et Architecture (LGCA)  
Université A. Mira de Béjaia, Route de Targua Ouzemour, Béjaia 06000  
bouchala.f@gmail.com, abdelghani.seghir@univ-bejaia.dz

### Thème N° 4 : Dynamique des Structures et des Sols

#### Résumé

Dans le présent travail, une analyse du comportement sismique des réservoirs surélevés en béton armé a été réalisée en tenant compte des effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ainsi que du ballonnement du liquide stocké. Des modèles mécaniques simplifiés à un degré de liberté (sans ballonnement) et à deux degrés de liberté (avec ballonnement) ainsi qu'un modèle 3D en éléments finis ont été traités et une étude comparative est présentée. Dans les modèles simplifiés, les caractéristiques mécaniques considérant le ballonnement sont obtenues en utilisant les expressions de Housner et celles de l'Eurocode8. L'interaction sol-structure est prise en compte en modélisant le sol par un système de ressorts agissant à la translation et à la rotation. Dans le modèle tridimensionnel, la structure ainsi que le sol sont discrétisés en éléments finis et le fluide est représenté par une masse ajoutée équivalente. L'importance des effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure est mise en évidence en étudiant les variations des périodes propres et de la réponse sismique.

**Mots-Clés :** comportement sismique, réservoirs surélevés, interaction sol-structure, ballonnement, éléments finis, modélisation.

#### 1. INTRODUCTION

Les réservoirs surélevés tel que les châteaux d'eau sont des grands containers construits afin d'assurer l'approvisionnement en eau tout en satisfaisant les exigences en pression du système de distribution. Ce type de réservoirs est considéré comme structures lourdes dont la plus grande portion du poids est concentrée dans la partie supérieure à une hauteur donnée à partir de la base. Dans les régions de forte sismicité et à forte densité de population, une rupture de réservoir suite à un tremblement de terre, peut causer d'énormes dommages et de grandes pertes en biens et en vies humaines. De plus, l'utilisation des réservoirs dans l'industrie nucléaire et le stockage de matières chimiques ou toxiques rendent ce genre de structures très sensibles quant à leur sécurité vis-à-vis des efforts sismiques. A cet effet, beaucoup d'études portant sur leur comportement dynamique font l'objet de plusieurs travaux de recherche ayant pour but l'amélioration de leurs conceptions et leurs résistances vis-à-vis de fortes excitations sismiques [1, 2, 3].

La complexité de l'analyse sismique des réservoirs se pose, aussi bien dans l'interaction dynamique entre le mouvement du liquide stocké et la déformation des parois que dans l'interaction dynamique entre la flexibilité du sol de fondation et la fondation elle-même. En effet, les études ont montré que les effets des interactions conjuguées fluide-structure (IFS) et sol-structure (ISS) sur leur comportement dynamique sont importants [4]. Ces effets continuent d'être un sujet de recherche très actif [5, 6], les problèmes abordés dans ce domaine sont aussi très présent dans les applications industrielles impliquant en même temps trois sous domaines : fluide, structure et sol. On s'intéresse aux vibrations des structures solides en présence de fluide tout en tenant compte de la flexibilité du sol [6].

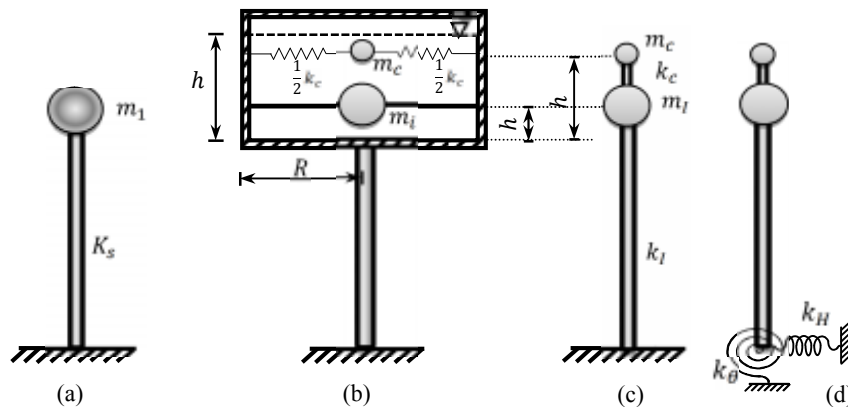
Une analyse dynamique tridimensionnelle nécessite la maîtrise de techniques numériques de couplages fluide-structure complexes et demande un espace mémoire et un temps de calcul très importants même pour les problèmes linéaires [7, 8]. Le recours aux modèles simplifiés permet de résoudre le problème dans sa globalité avec la prise en compte, d'une manière approximative mais satisfaisante, des interactions tout en offrant l'avantage de simplicité et de rapidité. Dans cette optique, le modèle mécanique de Housner [9] représente le

fluide stocké avec deux masses; l'une impulsive est supposée liée rigidement aux parois du réservoir et une autre masse convective est attachée aux parois par des ressorts, dans ce modèle, les parois du réservoir sont supposées infiniment rigides, le fluide incompressible subissant des petits déplacements. Plusieurs autres masses peuvent être ajoutées pour représenter les modes supérieurs, avec ce modèle, un réservoir surélevé peut être décrit par un système discret à deux degrés de libertés (2ddl) [9] les positions des masses et leurs valeurs ainsi que celles des ressorts sont fonctions de la géométrie du réservoir et de la hauteur de remplissage. Des codes parasismiques, tel que l'Eurocode8 [10] donnent des valeurs à utiliser dans des tableaux en fonction du rayon ou de la largeur du réservoir et de la hauteur de remplissage.

Dans le présent travail, quatre modèles sont mis en œuvre afin de conduire une étude comparative ; trois sont des modèles mécaniques simplifiés, ils sont schématisés dans la figure 1. Le quatrième est un modèle d'éléments finis 3D montré dans la figure 2. Ces modèles sont décrits en détails dans les sections qui suivent.

## 2. MODELISATION

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation [10]. Les modèles mécaniques équivalents masse-ressort à un degré de liberté (1ddl) et deux degrés de liberté (2ddl) sont montrés sur la figure 1.



**Figure 1.** Modèles simplifiés. (a) Modèle à 1ddl, (b) Modèle mécanique, (c) Modèle à 2ddl sans ISS et (d) Modèle à 2ddl avec ISS.

La masse  $m_1$  se compose de : (a) poids propre du container, (b) maximum 66% du poids propre de la structure de support, et (c) la masse totale de l'eau dans le cas du modèle à 1ddl ou la masse impulsive dans le cas du modèle à 2ddl [9].

Dans le cas du modèle 1ddl montré sur la figure (1-a), le réservoir est supposé avoir un comportement comme une console de rigidité  $k_s$  donnée par :

$$k_s = \frac{3E I_c}{l_{cg}^3} \quad (1)$$

où  $l_{cg}$  est la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée, E est le module de Young du matériau et  $I_c$  est le moment d'inertie de la structure de support [5].

Dans le modèle mécanique à 2ddl montré sur la figure (1-b), la masse du fluide est constituée d'une partie inerte  $m_1$  ou impulsive liée rigidement à la structure et d'une partie mobile  $m_c$  (convective) dont le mouvement est

maintenu par des ressorts de rappel de rigidité  $k_c$ . Ces deux masses sont données par les expressions de Housner [9] qui sont reprises dans plusieurs travaux comme par exemple [11] et dans [5].

$$k_c = m_c \frac{g}{R} 1.84 \tanh\left(\frac{1.84 h}{R}\right) \quad (2)$$

$$m_c = m_e 0.318 \frac{R}{h} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) \quad (3)$$

$$m_i = m_e \frac{\tanh(1.74R/h)}{(1.74R/h)} \quad (4)$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{1.84 h/R \sinh(1.84h/R)}\right] h \quad (5)$$

$$h_i = \left(\frac{3}{8}\right) h \quad (6)$$

où:  $h_i$  et  $h_c$  sont les hauteurs de la masse impulsive et convective respectivement,  $R$  est le rayon du récipient,  $g$  est l'accélération gravitationnelle et  $h$  est la hauteur totale du fluide.

La rigidité latérale  $k_1$  de la structure de soutien peut être exprimée en utilisant la méthode des éléments finis ou selon [12] par :

$$k_1 = \frac{12 E_{cl} I_{cl} N_{cl}}{h_{cl}^3} \left[ \frac{1}{\frac{2 I_{cl} N_p (4N_p^2 - 1)}{A_c R_s^2} + N_p + 2(N_p - 1) \frac{E_{cl} I_{cl} h_{cl}}{E_b I_b L}} \right] \quad (7)$$

où:  $E_{cl}$ ,  $h_{cl}$ ,  $I_{cl}$ ,  $N_{cl}$  et  $A_c$  sont le module de Young, la hauteur libre, le moment d'inertie, le nombre et la section des poteaux respectivement.  $E_b$ ,  $L$  et  $I_b$  sont le module de Young, la travée et le moment d'inertie de la poutre respectivement;  $N_p$  est le nombre de ceintures,  $R_s$  est le rayon de la structure de soutien.

Les paramètres  $m_i$ ,  $m_c$ ,  $h_i$  et  $h_c$  sont repris par l'Eurocode-8 avec des valeurs réglementaires légèrement différentes, ils sont donnés dans le tableau (A.1) dans [10], sous forme de fraction sur la masse totale de l'eau et de la hauteur de remplissage du réservoir.

Dans le modèle à 2ddl avec ISS montré dans la figure (1-d), l'interaction sol-structure est prise en compte en utilisant les impédances de fondation, qui sont représentées par deux ressorts; l'un agissant en translation et l'autre en rotation. Sous excitation sismique les effets des mouvements latéraux et basculants sont généralement plus importants que ceux des mouvements verticaux et de torsion [5] ces derniers sont négligés dans cette étude.

Les expressions des impédances dynamiques  $K_y$  et  $k_\theta$  sont : [13]

$$k_y = \frac{8 G r}{2 - \nu} \quad , \quad k_\theta = 6 G r^3 \quad (8.9)$$

avec :  $r$  est le rayon de la fondation,  $G$  est le module de cisaillement du sol,  $\nu$  est le coefficient de poisson du sol.

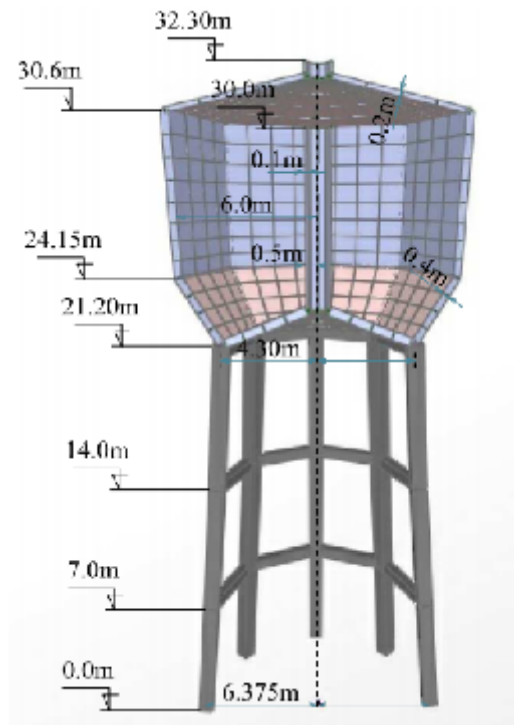
La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie sont principalement régies par la structure de support, ce qui est important pour la conception sismique des réservoirs surélevés. Dans ces modèles simplifiés, on suppose que la structure de support présente une rigidité uniforme le long de la hauteur.

Dans le quatrième modèle représenté dans la figure 2, la structure est discrétisée en éléments finis 3D. Les poteaux et les poutres sont représentés par des éléments de poutre de Bernoulli à 6ddl par élément et la cuve par

des éléments coques (shell) à 24ddl par élément. La masse de l'eau supposée inerte, est prise en compte dans le poids volumique des parois. L'interaction sol-structure est prise en compte avec des impédances de fondation afin d'éviter le nombre important des degrés de liberté induits par la discrétisation du sol ainsi que les difficultés numériques liées notamment à la troncature géométrique, à l'application de l'excitation sismique et aux lourdeurs des calculs. Cette manière de prendre en compte de l'ISS est satisfaisante notamment si le sol est considéré comme milieu semi-infini homogène à comportement linéaire. Il est à préciser que la fondation supposée infiniment rigide est représentée en contraignant les nœuds d'appuis à se comporter comme un corps rigide (Body constraint).

### 3. CAS D'ETUDE

On considère comme cas d'étude un réservoir surélevé en béton armé de hauteur de 32.2 m d'une capacité de 900 m<sup>3</sup> avec une structure de support composée de huit poteaux de sections carrées de (75x75) cm<sup>2</sup> liés entre eux à l'aide des poutres de sections (55x50) cm<sup>2</sup> sur deux niveaux de 7 m et 14 m tel que montré sur la figure 2. La hauteur de la cuve est de 9.4 m, son épaisseur est de 40 cm et son rayon varie linéairement de 4.3 m à 6 m sur les hauteurs de 21.2 m et 24.15 m respectivement, ensuite il reste constant jusqu'à la hauteur de 30.6 m. La structure repose sur un radier circulaire d'un rayon R = 7 m. Le module de Young du béton est ( $E_r=3.2 \cdot 10^7$  KN/m<sup>3</sup>), son coefficient de Poisson est  $\nu = 0.2$  et sa masse volumique est ( $\rho_r = 2.5 \cdot 10^3$  Kg/m<sup>3</sup>). La masse volumique de l'eau est ( $\rho_L = 1.0 \cdot 10^3$  Kg/m<sup>3</sup>).



**Figure 2.** Coupe verticale du modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé considéré dans cette étude.

Les caractéristiques  $m_i$ ,  $m_s$ ,  $m_c$ ,  $h_i$ ,  $h_c$  et  $k_c$  obtenues en utilisant les expressions de Housner ainsi que celles obtenues en utilisant le tableau (A.1) de l'Eurocode-8 sont reportées dans le tableau 1.

**Tableau 1.**Caractéristiques du modèle 2ddl avec (Eurocode-8) et expression de Housner

| Caractéristiques   | Housner | Eurocode-8 |
|--------------------|---------|------------|
| $m_t$ ( $10^6$ Kg) | 0.59    | 0.578      |
| $m_1$ ( $10^6$ Kg) | 1.213   | 1.194      |
| $m_c$ ( $10^6$ Kg) | 0.212   | 0.325      |
| $h_c$ (m)          | 5.26    | 5.32       |
| $h_i$ (m)          | 3       | 3.456      |
| $k_c$ (Kn/m)       | 628     | 963        |

Les hauteurs  $h_i$  et  $h_c$  trouvées en utilisant l’Eurocode-8[10] sont légèrement supérieures à celles obtenues en utilisant les expressions de Housner [9], mais ce n’est pas le cas pour la rigidité  $K_c$  et la masse  $m_c$  qui sont très grandes par rapport à celles trouvées en appliquant les expressions de Housner. Ces deux grandeurs sont toutes les deux plus grandes d’un même taux de 53%, ce qui conduirait approximativement à des périodes assez proches. La masse et la rigidité du modèle à 1ddl sont ( $m_1 = 1.52 \cdot 10^6$  Kg) et ( $k_s = 20.507 \cdot 10^3$  KN/m) respectivement. La rigidité de la structure de support des modèles à 2ddl avec et sans ISS est  $k_1 = 34\,600$  KN/m.

Dans le but d’évaluer l’influence de l’interaction sol-structure sur le comportement des réservoirs, les caractéristiques du sol sont variées de sorte à représenter les différents sites définis dans le RPA 99 [14] par S2, S3 et S4. Le cas du site de type S1 étant très rigide apporte peu par rapport au cas de base fixe. Les propriétés choisies pour ces types de sols sont données dans le tableau 2. Elles sont fixées sur la base de la vitesse de propagation d’ondes sismiques  $V_s$ . Le coefficient de poisson et le poids volumique sont fixés pour les trois types de sols considérés à  $\nu = 0.33$  et  $\gamma = 20$  KN /m<sup>3</sup> respectivement.

**Tableau 2.**Caractéristiques des types de sols et valeurs des impédances utilisées.

| Type de sols   | $V_s$ (m/s) | G (MPa)    | E (MN/m)   | $K_y$ (MN/m) | $K_\theta$ (MN.m) |
|----------------|-------------|------------|------------|--------------|-------------------|
| S <sub>2</sub> | 600         | 733.944954 | 1952.29358 | 24611.3278   | 1001962.66        |
| S <sub>3</sub> | 300         | 183.486239 | 488.073394 | 6152.83195   | 250490.666        |
| S <sub>4</sub> | 150         | 45.8715596 | 122.018349 | 1538.20799   | 62622.6665        |

### 3.1. Calcul des modes propres

Dans une première étude, on s’intéresse à l’évaluation du comportement du réservoir en vibrations libres. Le calcul des modes propres permet d’évaluer les périodes de vibrations de la structure seule encastree à la base, avec et sans tenir compte de l’effet de l’eau et de la flexibilité du sol. Ces effets sont quantifiés en comparant notamment les valeurs de la période du mode fondamental.

#### 3.1.1. Effet de l’eau

L’effet de la masse d’eau stockée est mis en évidence en comparant la période de vibration du mode fondamental de la structure. Dans le modèle à 1ddl toute la masse de l’eau est supposée participer au comportement dynamique, le calcul de la période de vibration de la structure sans l’eau donne une valeur de  $T_s = 1.0925$  s, alors que si on tient compte de l’eau, cette période augmente de 60% pour atteindre une valeur de  $T_{se} = 1.7106$  s, ce qui est prévisible du moment que l’eau ne fait qu’ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité.

Le modèle à 2ddl utilisant les expressions de Housner ou en appliquant les recommandations de l’Eurocode-8 permet d’évaluer à la fois l’effet inertiel et le ballonnement de l’eau. Ce qui donne deux périodes l’une convective  $T_c$  et l’autre impulsive  $T_i$  qui sont reportées dans le tableau 3.



**Tableau 3.** Périodes des modes propres des modèles avec ballottement.

| Périodes (s) | Modèle de l'EC-08 | Modèle de Housner |
|--------------|-------------------|-------------------|
| $T_i(s)$     | 1.1506            | 1.1647            |
| $T_c(s)$     | 3.7313            | 3.6873            |

Comme il a été souligné dans la section (3), même si les masses et rigidité du modèle à 2ddl évaluées selon Housner et l'Eurocode-8 sont différentes, on voit qu'elles ont tout de même conduit à des périodes pratiquement les mêmes comparativement au modèle 1ddl où la totalité de la masse de l'eau contribue aux effets inertiels, dans ce modèle avec ballottement, la valeur de la période impulsive est inférieure à  $T_{se}$  ce qui montre qu'il ne faut tenir que d'une partie de la masse d'eau dans le calcul dynamique. Le reste de la masse de l'eau suit un mouvement en ballottement différent de celui de l'ensemble avec une période  $T_c$  beaucoup plus grande. L'écart important entre la période impulsive et la période convective suggère que les deux comportements sont plus ou moins découplés.

Dans le modèle d'éléments finis 3D, la valeur de la masse équivalente de l'eau est  $m_{e\ 3D} = 617$  tonnes qui est répartie sur les parois de la cuve sur une hauteur de 6 m à partir du fond. Cette masse d'eau qui conduit à une valeur de la période fondamentale de  $T_{3D} = 1.1689$  S, correspond à la masse impulsive  $m_i$  à laquelle est ajoutée une petite portion de la masse convective  $m_c$  qui est de l'ordre de 9 % dans le cas où on utilise les expressions de Housner et de l'ordre de 12 % pour le cas où on applique l'Eurocode-8.

$$m_{e\ 3D} = m_{i\ Housner} + 0.09 m_{c\ Housner} \quad (10)$$

$$m_{e\ 3D} = m_{i\ EC-08} + 0.12 m_{c\ EC-08} \quad (11)$$

### 3.1.2. Effet de l'interaction sol-structure(ISS)

L'effet de la flexibilité du sol et de l'ISS est pris en compte en relâchant les encastremets de base fixe. La fondation est supposée rigide reposant sur un sol flexible semi-infini homogène représenté par des impédances. Les caractéristiques mécaniques du sol sont variées tel que décrites dans le tableau 2, le calcul des périodes de vibration en faisant varier le type de sol et en tenant compte de l'eau a conduit aux résultats reportés dans le tableau 4.

**Tableau 4.** Période du mode fondamental des modèles en prenant en compte l'ISS.

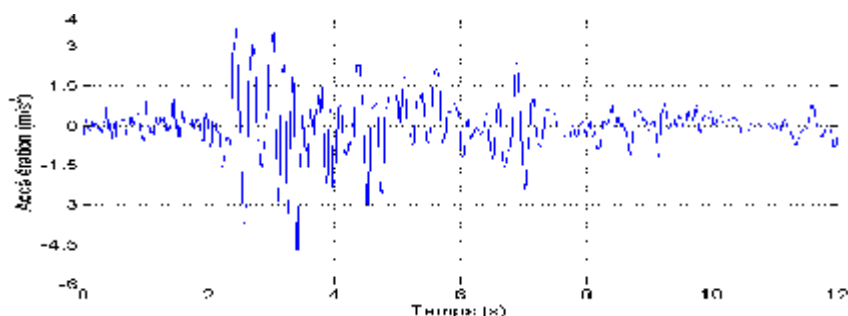
| Type de sites | Modèle 2ddl    |                |                | Modèle 3D      |                |                |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|               | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> | S <sub>4</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> | S <sub>4</sub> |
| Période (S)   | 1.1631         | 1.199          | 1.3345         | 1.1829         | 1.2242         | 1.3796         |

Ces résultats montrent que les périodes de vibration obtenues par le modèle 2ddl sont proches de celles obtenues par le modèle d'éléments finis 3D. On voit aussi que l'interaction sol-structure a pour effet d'allonger encore plus la période de vibration du réservoir, cet allongement est d'autant plus important que le sol est de plus en plus meuble, néanmoins, on remarque qu'il est négligeable dans le cas du sol ferme de type S<sub>2</sub>.

## 4. REPONSE SISMIQUE

Dans le but d'évaluer l'effet de l'eau et de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique du réservoir surélevé, les modèles 2ddl et 3D en éléments finis sont soumis aux accélérations du séisme de Boumerdèsdu

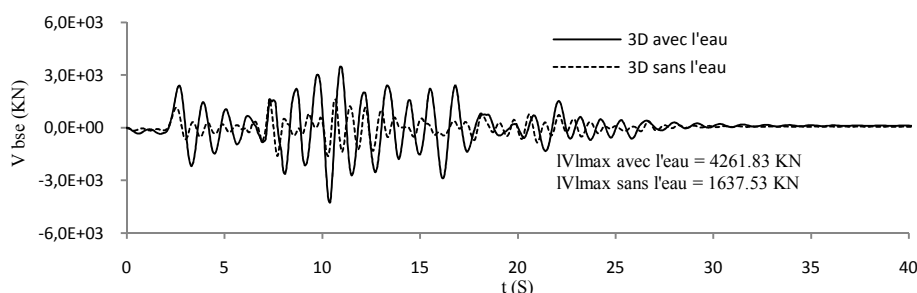
21/05/2003. L'excitation dynamique considérée dans cette étude est l'enregistrement accélérométrique de la composante horizontale de la station de Dar El-Beida de ce séisme. La figure 3 représente les douze premières secondes de cet accélérogramme jugées comme étant les plus sévères pour la structure.



**Figure 3.** Accélération sismiques de Dar Elbeida.

#### 4.1. Effet de l'eau

L'effort tranchant à la base calculé avec et sans prise en compte de l'eau en utilisant des modèle d'éléments finis 3D sans l'interaction sol-structure est représenté dans la figure 4.



**Figure 4.** Effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans l'eau.

Cette figure montre l'amplification de l'effort tranchant par la présence de la masse de l'eau, ce qui est en concordance avec les résultats des périodes propres. En effet, la masse de l'eau fait augmenter les forces d'inertie que subit le système alors que sa rigidité demeure constante. De plus, le pic augmente de 1637.53 KN à 4261.83 KN, soit une amplification de l'ordre de 160.25 %, ce qui montre clairement que la prise en compte de l'eau est indispensable pour réaliser un bon calcul dynamique des réservoirs surélevés. Cette masse de l'eau a aussi pour effet le maintien des fortes vibrations sur une durée un peu plus longue par rapport à la réponse du modèle sans l'eau.

Une comparaison entre les modèles à deux degrés de libertés et le modèle d'éléments finis 3D a été aussi réalisée. La figure 5 représente l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du temps pour les trois modèles. On voit que les réponses évaluées avec les trois modèles sont pratiquement identiques. La seule différence réside dans les valeurs des pics. Le modèle d'éléments finis 3D donne un pic de 31.78 % et de 41.63 % plus grand que le pic de la réponse du modèle de Housner et celui de la réponse du modèle de l'Eurocode-8 respectivement.

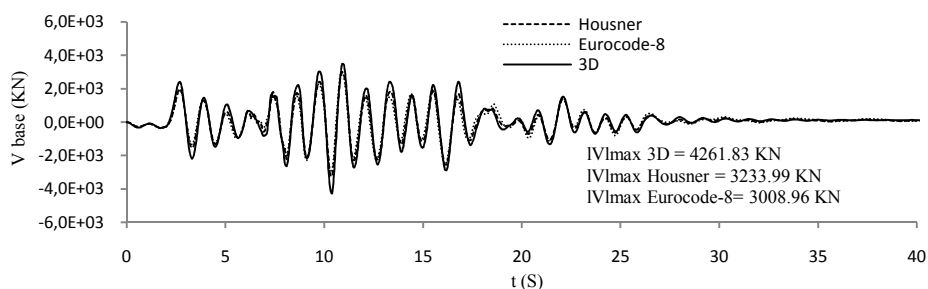


Figure.5. Effort tranchant à la base du modèle 3D ainsi que les modèles 2ddl.

#### 4.2. Effet de l'interaction sol-structure

Finalement, on termine cette étude par l'évaluation des effets de la flexibilité du sol sur la réponse sismique du réservoir, la figure 5 montre la réponse temporelle en termes d'effort tranchant à la base calculé en utilisant le modèle d'éléments finis 3D pour les trois types de sol considérés

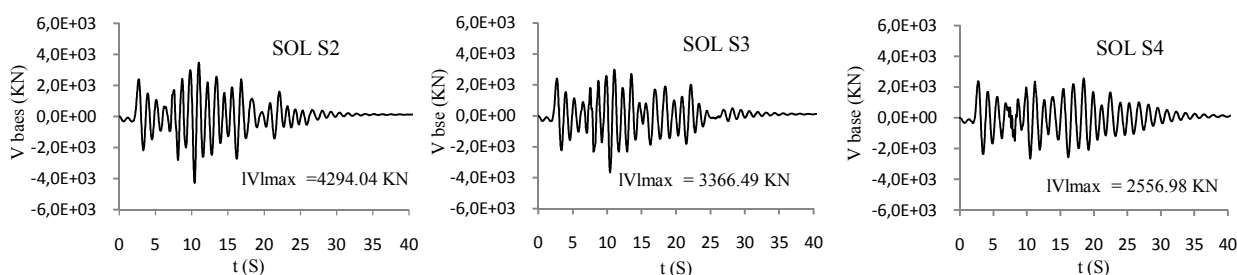


Figure 5. Effort tranchant à la base du modèle 3D avec interaction sol-structure.

Ces résultats montrent que la flexibilité du sol a pour effet principal, la réduction des efforts tranchants. Le pic diminue de 4294.04 KN à 3366.49 KN et à 2556.98 KN lorsque le type de sol passe de S2 à S3 et à S4 respectivement. Ce résultat dépend évidemment du contenu fréquentiel de l'accélérogramme et de la différence entre les rigidités de la structure et du sol.

#### 5. CONCLUSION

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'évaluation du comportement sismique des réservoirs en béton surélevés. Les effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ont été examinés à travers le calcul des périodes propres et de l'effort tranchant à la base. A cet effet, différents modèles mécaniques et numériques ont été utilisés, les résultats obtenus ont montré essentiellement que :

- La prise en compte de l'eau stockée, dans les modèles fait augmenter la période du mode propre ainsi que l'effort tranchant à la base. Ce résultat est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité
- Les modèles à 2ddl tenant compte du ballonnement donnent une période du mode fondamental (période impulsive) inférieure à la période de vibration du modèle à 1ddl. Dans ce dernier modèle toute la masse de l'eau participe aux effets inertiels.

- Les modèles mécaniques simplifiés évalués selon les expressions de Housner et les recommandations de l'Eurocode-8, donnent des périodes de vibrations presque identiques, bien que leurs masses et rigidités soient différentes.
- Il s'est avéré dans la présente étude qu'une masse équivalente qui tient compte en plus de la masse impulsive, d'une fraction de la masse convective, peut être utilisée dans les modèles d'éléments finis 3D des réservoirs. Il a été montré qu'elle fournit des résultats satisfaisants.
- Comme dans la plupart des études d'interaction sol-structure, il a été vérifié dans le présent travail, que la flexibilité du sol a pour effet d'augmenter la période de vibration du réservoir surélevé, et de réduire l'effort tranchant à la base.

### **Bibliographie**

- [1] H. Shakib, F. Omidinasab, M.T. Ahmadi. (2010), Seismic Demand Evaluation of Elevated Reinforced Concrete Water Tanks. *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 8, No. 3, September 2010
- [2] P.K. Malhotra, A.S. Veletsos and H.T. Tang.(1993), seismic response of unanchored liquid storage tank. Elsevier science publishers. B.V.
- [3] L. Ramdani, A. Seghir . (2009), Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires. *EJECE*. Volume 13 – No. 1/2009.
- [4] C.C. Spyrakos, C. Xu.(1997), Soil-structure-water interaction of intake-outlet towers allowed to uplift. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 16(1997) 151-159.
- [5] R. Livaoglu , A. Dogangun. (2006), Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. *Journal of Fluids and Structures* 22 (2006) 421–439.
- [6] R. Belakroum. (2011), Contribution à la modélisation des interactions fluides-structures. Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne-Ardenne, Université de Constantine (Algérie).
- [7] A. Seghir. (2010), Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure, application à l'étude des barrages poids en béton. Thèse de doctorat, Université de Béjaia, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée.
- [8] A. Seghir, G. Bonnet, A. Tahakourt. (2011), Liquid filled rectangular reservoir analysis using a coupled FEM/BEM model. *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2011*.
- [9] G.W. Housner. (1963), The dynamic behaviour of water tanks. *Bulletin of the seismological society of America*, Vol.53 (N°1,1963,PP.381-387.).
- [10] EC-8. (2003). Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations.
- [11] H.I. Epstein. (1976), Seismic design of liquid-storage tanks. *ASCE Journal of Structural Division* 102, 1659–1673.
- [12] S.C. Dutta, S.K. Jain, C.V.R. Murty. (2000), Assessing the seismic torsional vulnerability of elevated tanks with RC frame-type staging. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19 (2000) 183–197.
- [13] D. Somnath, M. Aparna, S.C. Dutta (2003), Soil-structure interaction in dynamic behavior of elevated tanks with alternate frame staging configurations. *Journal of sound and vibration*, 277 (825-853).
- [14] RPA99 « Règles parasismiques algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/version2003 ».

## REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES SOUMISES A UN SIGNAL SISMIQUE STOCHASTIQUE

*A. Chabani<sup>1</sup>, A. Berga<sup>1</sup>, Y. Abdelaziz<sup>1</sup>, S. benahchilif*

*<sup>1</sup>Laboratoire Fiabilité des Matériaux et des Structures, Université de Béchar, Algérie.*

*Email: madjchsah@yahoo.fr*

### Thème N° 4 : Dynamique des Structures et des Sols

#### **Résumé**

*La vibration du sol (mouvement sismique) ou d'une structure peut être caractérisée en analysant l'évolution temporelle des déplacements, des vitesses ou des accélérations. Une action a un caractère dynamique lorsqu'elle varie rapidement avec le temps et donne naissance à des forces d'inertie comparables en intensité avec les forces statiques (séismes, vents, véhicules, personnes, explosions, etc.).*

*Dans la pratique actuelle les calculs sismiques sont traités de manière déterministe pour résoudre un problème très aléatoire. En effet l'analyse des structures soumises à l'action sismique exige que telle sollicitation soit définie d'une manière adéquate afin d'obtenir des résultats fiables.*

*Un des principaux objectifs de l'étude des processus stochastiques appliqués à l'analyse sismiques des structures est la caractérisation de leur réponse par l'intermédiaire de la connaissance des caractéristiques de la structure et de l'action sismique considérée comme un processus stochastique qui agit sur la structure.*

**Mots clés:** *Action sismique, processus stochastique, vibrations aléatoires, structure, analyse sismique.*

#### **1. INTRODUCTION.**

La définition de l'action sismique est un aspect fondamental en génie sismologique, mais aussi compliqué à cause du grand nombre de phénomènes physiques qui interviennent dans la genèse du séisme, dans la propagation des ondes sismiques jusqu'au site considéré et dans les dommages produits par le séisme sur les structures. En effet l'action sismique est complexe et peut être considérée comme un processus aléatoire et la détermination de la réponse dynamique des structures soumises à de telles actions demande des études basées sur la théorie des processus stochastiques et la théorie des vibrations aléatoires.

En effet si l'action sismique est considérée comme un processus stochastique, la réponse de la structure (aussi aléatoire comme l'excitation) sera considérée comme un processus stochastique. Cette réponse est appelée dans ce cas vibration aléatoire.

Comment parvenir à caractériser la réponse d'une structure à partir de la connaissance des caractéristique de cette structure et des principales grandeurs statistiques caractérisant l'action sismique qui agit sur la structure lorsque l'action sismique est considérée comme un processus stochastique.

#### **2. DEFINITION ET CARACTERISATION DE L'ACTION SISMIQUE CONSIDEREE COMME UN PROCESSUS STOCHASTIQUE**

##### **2.1. Introduction.**

Les séismes sont causés par la libération soudaine d'énergie de déformation (énergie potentielle) stockée pendant de longues périodes.

Le mouvement du sol créé par la propagation des ondes sismiques se traduit, en particulier, par une accélération dans les trois directions (deux horizontales, l'une verticale) en tout point de la surface.

Les accélérogrammes correspondants sont principalement caractérisées par leur durée, leur amplitude (accélération maximale du sol) et leur contenu de fréquences.

Le mouvement sismique de la surface de la terre est une donnée d'un grand intérêt pour la conception des structures qui ont à supporter une telle action sismique.

L'action sismique est un élément fondamental pour l'analyse sismique des bâtiments et pour toute caractérisation adéquate de la vulnérabilité et du risque sismiques.

Le mouvement du terrain dû à un séisme (ground motion ou strong motion) s'exprime par une série de paramètres physiques dont la définition constitue la base de tous les calculs pratiqués pour analyser la tenue aux séismes des structures de génie civil et des équipements.

Dans la pratique actuelle les calculs sismiques sont traités de façon déterministe pour résoudre un problème très aléatoire. Il faut donc prendre en considération la nature aléatoire de l'action sismique. Dans ce cas la définition de l'action sismique est basée sur la théorie des processus stochastiques où la réponse elle-même est obtenue d'une manière probabiliste.

L'étude stochastique de l'action sismique et des vibrations des bâtiments est la tendance actuelle, tant dans la pratique que dans les réglementations parasismiques futures.

## 2.2. Définition d'un processus stochastique

Introduction

Signal déterministe: C'est un signal temporel est défini par une équation mathématique dont la connaissance permet de prédire la valeur du signal à tout moment.

Signal aléatoire: La connaissance du signal à l'instant  $t$  ne permet pas de préjuger de la valeur à l'instant  $t+\Delta t$ . Le signal est modélisé par ses caractéristiques statistiques.

Définition d'un processus stochastique

Un processus stochastique est défini comme une famille de variables aléatoires indexée par un ensemble de paramètres  $t \in T$ , que l'on considère dans la suite comme étant le temps.

La notation est  $\{x_t(\omega) / t \in T\}$ .

Pour chaque  $t = t_i$  fixé,  $x_i(\omega) = x(t_i)$  est une variable aléatoire égale à l'état du processus considéré à l'instant  $t_i$ . Elle est définie par l'ensemble des réalisations  $\{x_k(t = t_i)\}_{k=1,2,3,\dots}$ .

Pour  $\omega$  fixé,  $x_k(t) = x(t, \omega_k)$  est une réalisation du processus qui est une fonction du temps.  $\omega_k$  est un élément de l'espace des réalisations.

Pour  $t$  et  $\omega$  fixés,  $x_t(\omega)$  est un nombre.

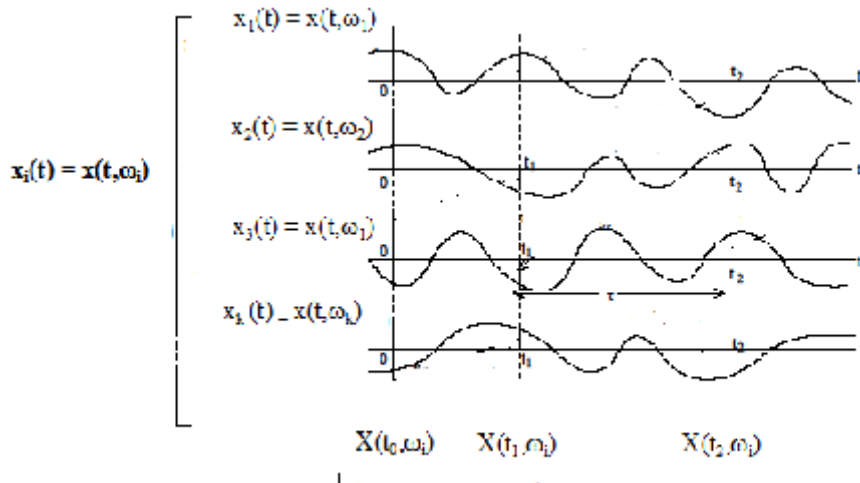


Figure 1. Processus stochastique

## 3. Statistique de l'action sismique (processus stochastique)

### 3.1. Principales grandeurs statistiques utilisées pour la caractérisation des processus stochastique

Fonction de répartition et densité de probabilité

Considérons un processus stochastique  $X(t)$ , par exemple, les valeurs d'accélération mesurées par un accélérographe. En un instant donné, cette accélération prend une valeur aléatoire, qui a une certaine probabilité d'occurrence. Cette probabilité peut être exprimée en termes de fonction de densité de probabilité ou en termes de fonction cumulative.

La fonction de densité de probabilité exprime la probabilité de la valeur enregistrée d'être contenue dans un intervalle élémentaire  $\Delta x$ .

$$P[x < X(t_1) \leq x + \Delta x] = p_x(x, t_1) \Delta x \quad (1)$$

La fonction cumulative définit la probabilité de la valeur enregistrée d'être inférieure à une valeur  $x$  donnée. Les signaux aléatoires pourront être caractérisés par le biais de deux types de description : une description complète qui permet de caractériser complètement le processus, mais qui nécessite une connaissance énorme, et une caractérisation partielle, à partir des moments du processus aléatoire.

Description partielle

Un tel processus est caractérisé par ses moments dont les plus utiles sont la moyenne et l'autocorrelation.

a) Espérance (statistique du premier ordre):  $E[X(t)]$

$$E\{X(t, \omega)\} = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot p_x(x, t, \omega) dx \quad (2)$$

La moyenne d'un processus aléatoire, définie comme la valeur moyenne de chacune des variables aléatoires qui constituent le processus, est une fonction déterministe de variable réelle.

b) Moment statistique d'ordre 2

$$E\{X(t_1, \omega) \cdot X(t_2, \omega)\} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} x_1 x_2 p_{x_1 x_2}(x_1, x_2; t_1, t_2, \omega) dx_1 dx_2 \quad (3)$$

c) Autocovariance (statistique du second ordre)

$$\text{Cov}\{X(t_1, \omega), X(t_2, \omega)\} = E\{X(t_1, \omega) \cdot X(t_2, \omega)\} - E\{X(t_1, \omega)\} \cdot E\{X(t_2, \omega)\} \quad (4)$$

La fonction de covariance statistique est une fonction déterministe qui dépend d'une manière générale des temps  $t_1$  et  $t_2$

d) Coefficient de corrélation

$$\rho_{x_1 x_2} = \frac{\text{Cov}\{X(t_1, \omega), X(t_2, \omega)\}}{\sqrt{\text{Var}\{X(t_1, \omega)\} \cdot \text{Var}\{X(t_2, \omega)\}}} \quad (5)$$

e) Autocorrélation statistique (statistique du second ordre)

$$R_{x_1 x_2}(t_1, t_2) = E\{X(t_1) \cdot X(t_2)\} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} x_1 x_2 p_{x_1 x_2}(x_1, x_2; t_1, t_2; \omega) dx_1 dx_2 \quad (6)$$

La fonction d'autocorrélation d'un processus stochastique est définie comme la valeur attendue (ou moyenne pour toutes les réalisations du processus) du produit  $\{x(t_1).x(t_2)\}$ .

La fonction d'autocorrélation statistique est une fonction déterministe qui dépend d'une manière générale des temps  $t_1$  et  $t_2$ . La fonction d'auto-corrélation est le moment non-centré d'ordre deux du p.s.

f) Densité Spectrale de Puissance (spectre de puissance)

$$S_x(f) = \mathcal{F}\{R_{xx}(\tau)\} = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) \exp(-j2\pi f\tau) d\tau \quad (7)$$

Un signal aléatoire ne possède pas de transformée de Fourier. Cependant, on peut lui associer une notion de densité spectrale de puissance (DSP).

La DSP s'obtient comme l'espérance d'une variable aléatoire. Il est possible de s'affranchir de cette considération grâce au théorème suivant.

### Théorème de Wiener-Kintchine

La densité spectrale de puissance d'un processus aléatoire stationnaire s'obtient comme la Transformée de Fourier de sa fonction d'autocorrélation.

### 3.2. Stationnarité et Ergodicité du processus

#### 3.2.1. Processus stochastique stationnaire

Est-ce que les propriétés statistiques changent avec le temps?

Le comportement d'une v.a n'est pas nécessairement identique à un temps  $t_1$  et  $t_2$  quelconque. Pour s'affranchir de cette difficulté, on définit la notion de stationnarité d'un processus.

On dit qu'un processus est stationnaire si ses caractéristiques ne varient pas avec la définition de l'origine du temps, ou, encore, si ses caractéristiques statistiques ne varient pas le long du temps. On définit plusieurs types de stationnarité.

On définit plusieurs types de stationnarité:

Stationnarité au sens large (ou de deuxième ordre)

Un processus aléatoire  $X(t)$  est stationnaire au sens large à l'ordre 2 si

$$\begin{aligned} E\{X(t_1, \omega)\} &= E\{X(t_2, \omega)\} = \text{constante pour tout } t \\ E\{X(t_1, \omega) \cdot X(t_2, \omega)\} &= E\{X(t) \cdot X(t + \tau)\} \\ \tau &= |t_2 - t_1| \end{aligned} \quad (8)$$

$$(9)$$

Stationnarité au sens strict

Un processus est stationnaire au sens strict si pour toute valeur de  $N$ , sa caractérisation d'ordre  $N$  est invariante par rapport à une translation de l'axe des temps:

$$P_{x(t_1) \dots x(t_N)}(x(t_1), \dots, x(t_N)) = P_{x(t_1+\Delta) \dots x(t_N+\Delta)}(x(t_1 + \Delta), \dots, x(t_N + \Delta)) \quad (10)$$

#### 3.2.2. Ergodicité



La propriété d'ergodicité lie les moyennes statistiques (effectuées sur l'espace des réalisations sous-jacent à la définition des variables aléatoires qui constituent le processus) et les moyennes temporelles (effectuées sur les fonctions du temps qui sont les réalisations du processus).

Un processus aléatoire est ergodique si ses moments peuvent être obtenus comme des moyennes à partir d'une seule de ses réalisations. Ceci doit être vrai en particulier pour les moments d'ordre 1 et 2.

#### **4. Définition de l'action sismique**

Les techniques les plus usuelles pour caractériser le mouvement de terrain (action sismique), à la fois d'une manière déterministe ou probabiliste, sont basées sur des accélérogrammes et des spectres (contenu fréquentiel). La condition d'aléatorité des processus sismiques a établi la nécessité d'utiliser la théorie des processus stochastiques et des vibrations aléatoires dans l'analyse des structures.

##### **4.1. Techniques d'obtention d'accélérogrammes:**

- Méthodes sismologiques
- Méthodes stochastiques
- Accélérogrammes artificiels compatibles avec les spectres de réponse
- accélérogrammes artificiels compatibles avec la sismicité locale de la région à l'étude
- 

##### **Génération d'accélérogrammes artificiels à partir du spectre de puissance**

Il est possible de représenter un accélérogramme (réalisation d'un processus stochastique) par la superposition de séries harmoniques, selon l'expression suivante:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (11)$$

Ainsi, le processus peut être représenté par:

$$X(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2S_x(\omega_k)\Delta\omega} \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (12)$$

Ainsi, pour générer un signal artificiel, stationnaire, il suffit de diviser le spectre de puissance en un nombre élevé de bandes de largeur  $\Delta\omega$ .

Chacune des bandes associées a une valeur du spectre de puissance définie par la valeur spectrale pour la fréquence centrale de la bande de  $S_x(\omega_k)$ .

Avec cette information, vous pouvez calculer l'amplitude associée à la fréquence harmonique  $\omega_k$ .

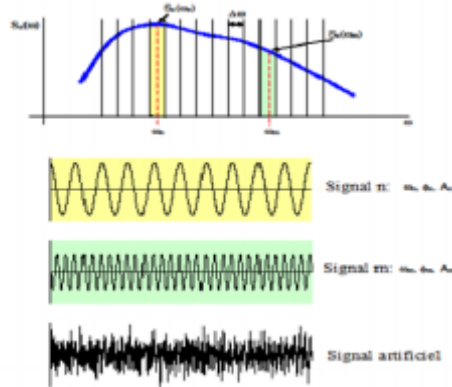


Fig. 2: Génération d'accélérogrammes artificiels à partir du spectre de puissance

#### 4.2. Contenu fréquentiel

Le contenu fréquentiel est essentiel pour déterminer le potentiel destructeur des tremblements de terre.

- Spectres de réponse
- Spectres évolutifs

#### 5. Réponse du système LTI à un signal d'entrée aléatoire

Nous disons que le système est linéaire invariant dans le temps si et seulement si dans ce cas, on considère le système LTI (Linear Time Invariant) et le signal de sortie est alors obtenu comme l'intégrale de convolution du signal d'entrée et de la réponse impulsionnelle, c'est à dire:

Lorsque le signal d'entrée à un système LTI est un processus aléatoire,  $X(t)$ , le signal de sortie du système est également un processus aléatoire  $Y(t)$ . Grâce à la théorie des vibrations aléatoires on peut facilement déterminer les relations entre les valeurs statistiques de l'action sismique (processus stochastique) et les valeurs statistiques de la réponse du système (déplacement, déformation, tension, etc.).

$$E[y(t)] = E \left| \int_{-\infty}^{+\infty} X(\tau) h(t - \tau) d\tau \right| = \int_{-\infty}^{+\infty} E[X(\tau)] h(t - \tau) d\tau$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau) E[X(t - \tau)] d\tau \quad (13)$$

Dans le cas où le processus d'entrée est stationnaire au sens large (ESA),  $E[X(t-\tau)] = m_x$  et l'équation ci-dessus prend la forme

$$E[Y(t)] = m_x \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau) d\tau = m_x H(0) \quad (14)$$

Le calcul de l'autocorrélation en partant de la définition

$$E[Y(t)Y(t + \tau)] = E \left[ \int_{-\infty}^{+\infty} h(s) X(t - s) ds \int_{-\infty}^{+\infty} h(u) X(t + \tau - u) du \right]$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} h(s) h(u) E[X(t - s)X(t + \tau - u)] ds du \quad (15)$$

Encore une fois, si le signal d'entrée est l'ESA, l'équation ci-dessus est simplifiée comme suit

$$\begin{aligned}
 S_y(f) &= \int_{-\infty}^{+\infty} R_y(\tau) e^{-j2\pi f\tau} d\tau \\
 &= \iiint h(s)h(u)R_x(\tau + s + u) e^{-j2\pi f\tau} ds du d\tau \\
 &= \iiint h(s)h(u)R_x(v) e^{-j2\pi f(v-s+u)} ds du dv \\
 &= \int h(s) e^{j2\pi fs} ds \int h(u) e^{-j2\pi fu} du \int R_x(v) e^{-j2\pi fv} dv \\
 &= H^*(f)H(f)S_x(f) \\
 &= |H(f)|^2 S_x(f)
 \end{aligned} \tag{16}$$

Enfin, nous calculons la corrélation croisée entre l'entrée et de sortie lorsque le signal d'entrée est ESA.

$$\begin{aligned}
 R_{yx}(\tau) &= E[Y(t + \tau)X(t)] \\
 &= E\left[X(t) \int_{-\infty}^{+\infty} X(t + \tau - u)h(u)du\right] \\
 &= \int_{-\infty}^{+\infty} E[X(t)X(t + \tau - u)]h(u)du \\
 &= \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau - u)h(u)du
 \end{aligned} \tag{17}$$

Puis, en utilisant les propriétés de la transformée de Fourier, on obtient la densité spectrale croisée entre l'entrée et la sortie comme suit:

$$S_{yx}(f) = H(f)S_x(f) \tag{18}$$

## 5. Conclusion

En génie civil, il est très fréquent d'avoir à étudier le comportement d'un système sans connaître exactement les forces (actions) qui s'exerce sur lui, comme c'est le cas de l'action sismique. Le caractère aléatoire de nombreux phénomènes observés dans le domaine de génie civil consiste à associer une fonction à chaque issue d'une expérience aléatoire. Une famille de variables aléatoires qui se manifeste de cette manière est appelé processus stochastique ou tout simplement un processus aléatoire.

En effet, nous utilisons les concepts déjà étudiés dans cet article afin de caractériser et d'analyser l'action sismique considérée comme un processus stochastique.

Ces dernières années, l'intérêt de générer des enregistrements sismiques artificiels (accélérogrammes) à des fins de conception parasismique a considérablement augmenté.

La manière de générer ces accélérogrammes consiste à obtenir une réalisation du processus stochastique comme il a été développé dans cet article.

Les signaux aléatoires pourront être caractérisés par le biais de deux types de description: une description complète qui permet de caractériser complètement le processus, mais qui nécessite une connaissance énorme, et une caractérisation partielle, à partir des moments du processus aléatoire.

Des calculs basés sur la théorie des processus stochastiques et la théorie des vibrations aléatoires nous permettent aussi d'obtenir des spectres de réponses.

## **5. REFERENCES**

- [1]. Carlos A., “Probabilidade, estatística e processos estocásticos”, Aulas, 2011.
- [2]. Howard, M., Samuel, K., “An Introduction to Stochastic Modeling”, Academic Press, 1998.
- [3]. Giora, M., “Structural dynamics and probabilistic analyses for engineers”, 2008.
- [4]. Douglas, T., “Structural Dynamics and Vibration in Practice”, An Engineering Handbook, 2008.
- [5]. Dayan, A., “Processos Aleatórios”, Notas de aula, 2007-2011.

## REPONSE DYNAMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DES MACHINES VIBRANTES.

DERGHOUM RABAH<sup>1</sup>, ZADEM MEHDI<sup>2</sup> SIDI MOUSSA BILLAL<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Département génie civil .Université de Constantine 1.Algérie. [derghoumrabah@yahoo.fr](mailto:derghoumrabah@yahoo.fr)

<sup>2</sup>Département génie civil. Université de Constantine 1

### Thème N°:04

#### Résumé

*Les charges dynamiques appliquées aux fondations peuvent être induites par les séismes ou par les vibrations des machines. Dans le premier cas les forces générées sont horizontales, or dans le second cas sont verticales. L'analyse de la réponse dynamique des fondations peut se faire par la méthode statique équivalente, or pour être proche à la réalité, l'approche dynamique demeure fortement recommandée. A cet effet la réponse dynamique d'une fondation superficielle reposant sur une couche d'argile marneuse, supportant une moto compresseur est analysée. La force dynamique transmise au support est déduite analytiquement. Cette valeur a été prise comme paramètre principal de modélisation. Le code de calcul éléments finis PLAXIS 8.6 est utilisé pour simuler la réponse dynamique du massif de fondation sous l'action alternative de la machine en question. Deux modèles de comportement du sol d'assise sont considérés: en premier, le sol est supposé élastique linéaire dont les déformations sont réversibles, en second, élastique parfaitement plastique (EPP) non linéaire, dans le but de visualiser les déformations permanentes (irréversibles) qui subsistent toujours après décharge (arrêt du moteur). L'utilisation du modèle académique EPP pour l'évaluation de la réponse dynamique semble la bonne alternative du comportement du modèle.*

**Mots –Clés :** Machine vibrante - Réponse dynamique- - Eléments finis - Modélisation numérique.

### 1. INTRODUCTION

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions favorables, les charges provenant de la structure. Les machines installées au sein des ouvrages industriels transmettent des vibrations au sol par le biais des fondations. Le contrôle de ces vibrations est nécessaire dans la mesure où il faut assurer la stabilité du système sol-fondation en régime dynamique, ainsi que limiter les vibrations au milieu environnant.

Lors d'un séisme ou d'une explosion, les vibrations générées sont transmises de la source aux fondations des constructions à travers le sol. Ces vibrations dépendent de la nature du sol ainsi que ses propriétés dynamiques : rigidité et amortissement.

En particulier, les vibrations des machines ont pour effet d'induire dans le sol de fondations des ondes élastiques, qui se propagent dans la direction verticale du massif, traduisant par des forces d'inertie importantes. Les séismes et les explosions sont des phénomènes instantanés qui se produisent en laps du temps, tandis la machine fonctionne en continu. Les structures peuvent supportées des excitations fortes mais très brèves, mais ce n'est plus le cas lorsque les vibrations sont prolongées.

Depuis longtemps, on construit des fondations lourdes pour éviter les vibrations excessives, les fabricants des machines recommandent souvent un poids de fondation dépendant de leur équipement [1]. Couzens a établi, en fonction de type et de puissance de la machine, les rapports empiriques reliant le poids de la fondation au poids

de la machine [2]. Il suggère des moyennes variant de  $0.1\text{m}^3$  de béton/ Cheval-vapeur (CV) pour les machines à trois cylindres et  $0.07\text{m}^3/\text{CV}$  pour les machines de huit cylindres [2].

On distingue en générale trois grandes catégories de machines pour lesquelles on analyse le comportement dynamique de leurs fondations :

- les machines alternatives, telles que les compresseurs à air ou à gaz et les moteurs à Diesel ;
- les machines tournantes sur tables, telles que les turbomachines et moto- compresseurs ;
- les machines à chocs comme les marteaux-pilons.

L'analyse de la réponse dynamique des fondations peut se faire par la méthode statique équivalente, or peut être proche à la réalité, l'analyse dynamique demeure fortement préconisée [3]

Le présent papier consiste à analyser le comportement à la vibration de la fondation et à s'assurer que les déformations induites par les vibrations dans le sol restent dans les limites admissibles par l'ouvrage. En outre, un sol pulvérulent saturé servant d'assise de fondation d'une machine vibrante peut se liquéfier facilement sous l'effet des vibrations entretenues.

Dans ce contexte, le présent travail s'inscrit dans la thématique de recherche portant sur la modélisation numérique moyennant le code de calcul d'éléments finis PLAXIS<sup>2D</sup>, les effets de vibrations d'une moto compresseur, supportée par un massif de fondation en béton armé reposant sur couche d'argile marneuse , le système en question est implanté au complexe industriel de l'entreprise nationale du matériel de travaux publics (ENMTP) à Aïn Smara, région de Constantine. La réponse dynamique du massif est traduite par des graphes représentant l'historique de déplacements, vitesses, et accélérations, ou sous forme de spectres.

## 2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Sommairement, la machine en question est une moto compresseur de type YORK-HERMITIC-TURBOPAK, des turbines d'eau froide, utilisées pour les grandes installations de climatisation. Elles se composent d'une moto compresseur sous enveloppe hermétique avec réducteur et un réservoir lequel contient le condenseur et l'évaporateur. A l'extérieur de ce réservoir se trouve le dispositif de détente. Le moteur monté sur cette machine est de type 384 et de fréquence 50 HTZ, le poids total de l'ensemble est 1474 kg. Cet équipement repose sur un massif de fondation en béton armé de largeur =  $1.0\text{m}$  , de longueur  $L = 4.50\text{m}$  et d'une épaisseur  $e = 0.7\text{m}$ . Le poids volumique du béton armé est de  $25\text{kN/m}^3$  en raison du ferrailage important. On note, également l'absence d'un système d'amortissement entre la machine et le massif de fondation, ainsi le chargement est pris comme harmonique et le mode de vibration peut être considéré comme forcé sans amortissement. L'ensemble machine-fondation est montré sur la figure 1, indiquée ci-dessous.

L'ouvrage est situé dans la zone dite C51 du complexe industriel. D'après le rapport du sol fourni par l'entreprise, le sol d'assise est caractérisé par une dominance d'argile marneuse. La figure 2, montre La coupe lithologique du de la section C51, tandis que, le tableau 1, regroupe les caractéristiques physico-mécaniques moyennes de la couche d'assise prises en compte dans cette étude



**Figure 1.** Vue d'ensemble machine-fondation

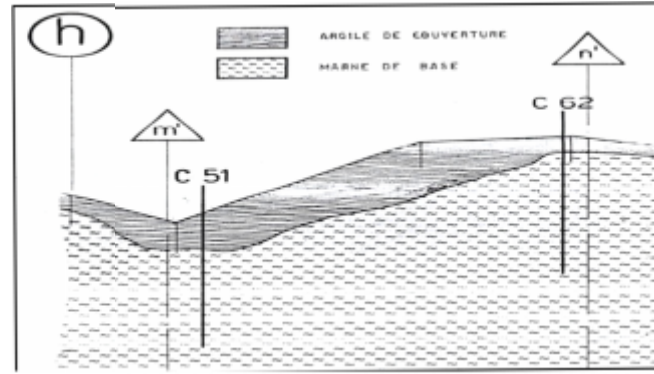


Figure 2. Coupe lithologique du site d'étude [4]

Tableau 1. Caractéristiques physico-mécaniques du site d'étude [4]

| Nature          | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $C$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) | $\psi$ (°) | $\nu$ (-) | $E$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|---------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------|------------|-----------|--------------------------|
| Argile marneuse | 18                              | 20                                  | 16                       | 5          | 0          | 0.33      | 2696                     |

### 3. EVALUATION DE LA CHARGE DYNAMIQUE TRANSMISE AU FONDATION

L'évaluation de la capacité portante de la couche d'assise est exprimée en fonction des facteurs de la capacité portante  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  de forme  $S_c$ ,  $S_q$ , et  $S_\gamma$  et de profondeur  $d_c$ ,  $d_q$  et  $d_\gamma$ .

$$q_u = cN_cS_c d_c + qN_qS_q D_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (1)$$

Les propriétés géométriques de la fondation sont également prises en compte. Le calcul de la capacité portante dynamique suggère l'emploi de l'angle de frottement dynamique  $\phi_{dy} = \phi - 2^\circ$  de la couche d'assise, soit  $\phi_{dy} = 3^\circ$ . Dans ce papier, le rapport de profondeur d'ancrage  $D_f$  à la largeur de la semelle  $B$  demeure inférieur à 1, la contrainte verticale totale  $q$  calculée à la base de la semelle est de l'ordre de 14 kN ( $q = \gamma * D_f = 0.7 * 20 = 14 \text{ kN}$ ). Les facteurs de capacité sont déduits directement du tableau du document technique unifié (DTU-13-1), tandis que, les autres facteurs sont calculés à partir des expressions suivantes [5].

$$S_c = 1 + (B/L). (N_q/N_c) \quad (2)$$

$$S_q = 1 + (B/L). \tan\phi_{dy} \quad (3)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4(B/L) \quad (4)$$

$$d_q = 1 + 2\tan[\phi_{dy}(1 - \sin\phi_{dy})]. (D_f/B) \quad (5)$$

$$d_c = 1 + 0.4(B/L) \quad (6)$$

Ainsi, la valeur finale de la capacité portante de la couche d'assise peut être aisément déduite en appliquant l'équation 1, elle est à l'ordre de 43.38 kN/m<sup>2</sup>. Cette propriété s'avère nécessaire pour la détermination de la force dynamique générée par la machine, transmise au massif. Le tableau 2, regroupe les principaux résultats de calcul analytique des paramètres nécessaires pour l'estimation de la capacité portante de la couche argile.

**Tableau 2. Facteurs de la capacité portante de la couche d'argile**

| Paramètres | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ | $S_c$ | $S_q$ | $S_\gamma$ | $d_q$ | $d_c$ | $d_\gamma$ |
|------------|-------|-------|------------|-------|-------|------------|-------|-------|------------|
| Valeur     | 5.90  | 1.31  | 0.02       | 1.05  | 1.01  | 0.91       | 0.82  | 1.28  | 1.00       |

En revanche, l'amplitude de vibration de la machine  $F_0$  peut être déduite de la valeur ultime de la capacité portante  $q_u$ , la surface de contact massif-sol ( $A = 4.5 * 1 = 4.5m^2$ ) en prenant de un coefficient de sécurité  $F_s = 3.0$ , ainsi, l'amplitude de vibration est aisément déduite :  $F_0 = \frac{q_u * A}{F_s} = 65.07 kN$ . Vu l'inexistence d'un système d'amortissement entre la machine et le massif, les vibrations sont considérées forcées sans amortissement avec un chargement harmonique. Dans ce type de vibrations la force dynamique dépend de plusieurs paramètres décrivant le comportement dynamique. Pour éviter la mise en résonance du système, la pulsation propre de la fondation  $\omega_n$  doit être comparée à celle générée par la machine. Cette caractéristique est en fonction des propriétés élastiques du massif de fondation, notamment la rigidité  $K$  et sa déflexion statique  $\delta_{st}$  tel que :

$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ . Le poids de machine est pris comme une charge uniformément répartie sur toute la surface d'appui du massif de fondation. La force dynamique totale transmise à la fondation est obtenue en amplifiant son amplitude de vibration tel que :  $F_{dy} = M * F_0$ , dans le cas des vibrations forcées sans amortissement, le facteur d'amplification dynamique  $M = \frac{1}{1-r^2}$ , où  $r$  exprime le rapport entre la pulsation naturelle  $\omega_n$  de la fondation et celle de la machine  $\omega$ . Les expressions ci-dessous permettent de définir les différents paramètres nécessaires pour la détermination de la pulsation naturelle  $\omega_n$  :

$$K = Q * g / \delta_{st} \quad (7)$$

La surcharge linéique  $Q$  est défini comme le rapport du poids total de la machine  $W$ , le long de la plus grande dimension du massif  $L$ , soit  $Q = W / L = 14.74 / 45 = 3.275 kN/m$ .

La déflexion statique maximale du système (la flèche)  $\delta_{st}$  est déduite directement de la théorie de résistance des matériaux, pour notre cas le massif est considéré comme poutre doublement encadrée soumise à une charge uniformément répartie.  $\delta_{st} = 5 * QL^4 / 384EI = 5 * 14.74 * 4.5^4 / 384 * (2 * 10^4) * 5.31 = 0.74 * 10^{-3} m$

La rigidité de la fondation  $K$  peut être aisément calculée, elle de l'ordre de 44256.7 KN/m et sa masse est exprimée par rapport de la masse volumique du massif  $\rho_{béton}$  à son volume  $V$ , elle est également de l'ordre de 78.75kN .

En conséquence la pulsation propre de la fondation.  $\omega_n = \sqrt{k/m} = \sqrt{44256.7 / 78.75} = 23.7 Hz$ .

Cette valeur représente presque la moitié de celle générée par la machine et le ratio  $r = 23.7 / 50 = 0.47$  cela signifie que machine vibre plus vite que la fondation. Il souhaitable d'éviter des fréquences relatives comprissent entre 0.5 et 1.50 pour ne pas s'approcher de la résonance, car les fondations des machines alternatives (compresseurs, turbines...etc.) sont soumises à des vibrations résultant des forces excentriques. Ces efforts dynamiquement non équilibrés, peuvent induire des nuisances aux personnes et des dégâts aux équipements si leur fréquence coïncide avec celle du système machine-fondation-sol. Cependant, la fréquence relative calculée (0.474) est située au dehors de l'intervalle des valeurs suggérées. La force dynamique totale transmise  $F_{dy} = M * F_0 = 1.289 * 65.07 = 83.875 kN$

La figure 3, résume graphiquement, les principaux résultats des études expérimentales en cuve, réalisées sur des modèles réduits des fondations superficielles soumises à des charges verticales limites. Ces résultats ont permis de mettre en évidence plusieurs zones de sol dans lesquelles le comportement est différent durant la phase de rupture.



Trois zones principales peuvent être distinguées au moment de la rupture. La première zone située directement sous la fondation. Dans cette zone, le sol se déplace avec la fondation et fait corps avec elle. La deuxième zone, le sol est refoulé vers la surface, les déplacements et les cisaillements sont très importants, il se produit une rupture généralisée, tandis que le sol dans la zone III demeure moins perturbé par la rupture.

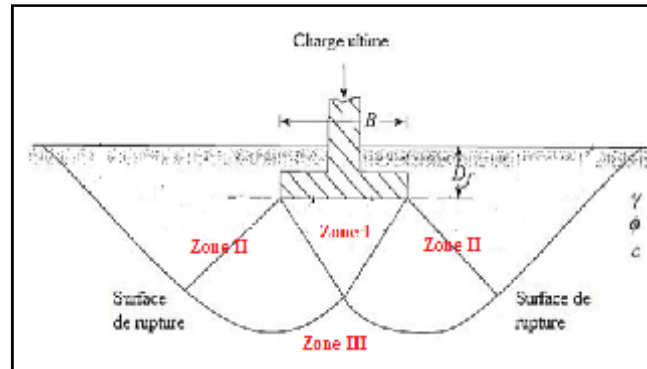


Figure 3. Zones de rupture au-dessous d'une fondation superficielle [6]

#### 4. MODELISATION NUMERIQUE DE LA REPOSE DYNAMIQUE DU SYSTEME

Dans cette section, l'influence des vibrations générées par la machine sur le sol de fondation est discutée. Le code de calcul éléments finis Plaxis, est utilisé pour modéliser le phénomène interaction dynamique sol-structure. Les modèles élastique et élastique parfaitement plastique sont considérés pour simuler la réponse dynamique du système sol-fondation. La source des vibrations est une moto compresseur reposant sur un massif de fondation de forme rectangulaire, ce dernier assure la transmission des vibrations au sol d'assise, homogène et de type argileux. Ces vibrations sont induites par une charge harmonique uniformément répartie, appliquée sur la surface de fondation. Le massif de fondation est simulé comme une plaque rigide moyennant la fonction *plate*. Le problème est analysé en mode déformation plane avec des éléments triangulaires de 15 nœuds. Le temps de l'analyse dynamique est exprimé en secondes [s] que les jours [days], car l'effet dynamique est une action rapide qui se produit en laps du temps. La figure 4, représente le modèle géométrique de calcul

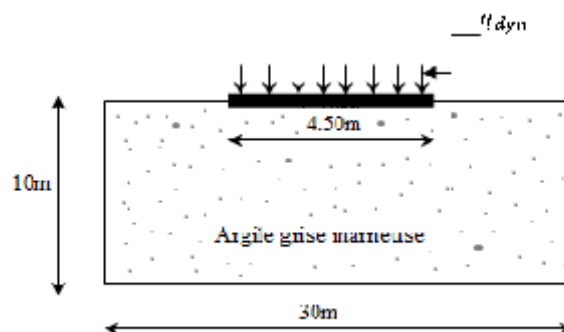


Figure 4: Schéma statique de calcul

#### 4.1. Etablissement du modèle de calcul

Le modèle géométrique est défini par 05 point, le modèle a une hauteur de 10m et une longueur de 30m, il est composé d'une seule couche homogène d'argile grise marneuse. A partir de la fonction *plate* disponible dans le code éléments finis Plaxis 8.6, la fondation est modélisée. Cette analyse est réalisée à partir d'un calcul plastique, préconisé pour effectuer une analyse en déformation élastoplastique selon la théorie des petites déformations. Le modèle utilisé est en déformation plane et les déplacements perpendiculaires à la surface du modèle sont considérées comme nuls. L'application de la gravité (*Total multiplier*) en conditions non drainées, permet d'analyser la réponse dynamique du système à court terme.

Les limites du modèle sont suffisamment loin de la région sujette aux vibrations, pour éviter les perturbations qui peuvent être entraînées par les ondes reflétées. A cet effet les limites du modèle sont prises comme absorbantes. Ces limites sont portées plus loin que dans le cas de l'analyse statique. La figure 5, synthétise les différentes étapes à suivre pour construire le modèle numérique telle que :

- construction de la géométrie du modèle;
  - modélisation de la fondation à l'aide de la fonction *plate*;
  - établissement des conditions aux limites standards (imposées automatiquement par le logiciel)
  - application d'une charge statique (*system A*), sur la fondation qui représente le poids du moto compresseur;
  - application d'une charge dynamique uniformément répartie (*system B*) à partir de "*Dynamic load system*"
- L'addition des limites absorbantes est réalisée à l'aide de l'option "*standard absorbent boundaries*" disponible au menu des charges. En cas de nécessité ces conditions peuvent être entrées manuellement [7].

Il convient de définir les propriétés des différents matériaux selon son type, le modèle de comportement et les paramètres nécessaire pour le décrire. Les caractéristiques de la couche d'assise sont montrées dans le tableau 1 sus-indiqué. Dans l'analyse élastique, les propriétés dynamiques intrinsèques du sol ( $E, \nu$ ) sont relativement élevées, cela signifie que la rigidité dynamique du site est plus grande que la rigidité statique, car l'action dynamique est souvent rapide et cause de faibles déformations.

Les vitesses primaires (de compression)  $V_p$  et secondaires (de cisaillement)  $V_s$  sont toujours fonction des paramètres élastiques du sol ainsi que masse volumique  $\rho$ . Seuls les paramètres intrinsèques ( $E, \nu$ ) sont utilisés pour décrire le modèle élastique. Le tableau 3, récapitule la synthèse des paramètres nécessaires pour modéliser la fondation.

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds, il est constitué de 225 éléments, 1919 nœuds et de 2700 points de contraintes. A cause de la forte concentration dans la zone de contact fondation-sol d'assise, un raffinement de maillage est opéré. Les conditions initiales du modèle sont spécifiées dans la partie du programme d'entrée des données, traitant ce type d'initialisation des contraintes géostatiques. Dans cette phase, deux modes différents sont disponibles, l'un pour générer les pressions interstitielles, l'autre pour générer les contraintes totales et effectives. La première condition est négligée dans notre cas, tandis que, pour laisser le modèle se stabilise sous l'effet de son poids propre ( $\sum M - Weight = 1$ ) toutes les charges sont désactivées, la contrainte effective initiale déduite de cette phase est de l'ordre de  $178.82 \text{ kN/m}^2$ . Les lignes géométriques formant notre modèle sont parallèles, alors l'initialisation des contraintes initiales peut s'effectuer moyennant la méthode  $K_0$  *procedure* les résultats obtenus sont les mêmes.

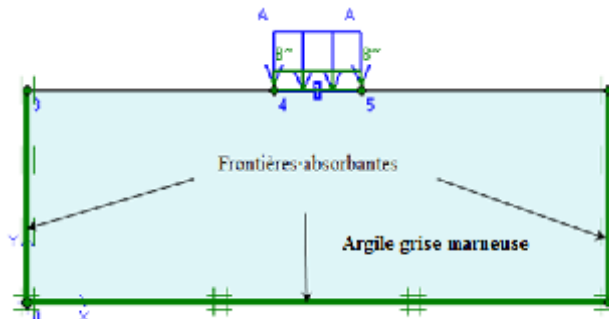


Figure.5. Profil représentatif du modèle géométrique

**Tableau 3.** Paramètres de modélisation du massif de fondation.

| paramètre              | Nom   | Valeur           | Unité            |
|------------------------|-------|------------------|------------------|
| Rigidité normale       | $EA$  | $1,4 \cdot 10^4$ | $kN/m$           |
| Rigidité à la flexion  | $EI$  | 572              | $kN \cdot m^2/m$ |
| Poids unitaire         | $W$   | 17,5             | $kN/m/m$         |
| Coefficient de Poisson | $\nu$ | 0,0              | -                |
| Module d'élasticité    | $E$   | $2 \cdot 10^4$   | $kN/m^2$         |

#### 4.2. Procédure de calcul

Après avoir effectué le calage de notre modèle, on a accédé au programme de calcul. Pour réinitialiser l'état initial des contraintes géostatiques du système, les déplacements sont remis à zéro, le comportement à court terme est pris en considération et le modèle est testé encore une fois sous son poids propre (*Total multiplier*). En outre, ce programme offre la possibilité de choisir le mode de calcul opté par l'utilisateur d'une part et de définir le phasage de la modélisation de la construction. La réponse statique de la fondation est obtenue à partir d'un calcul plastique en déformation plane moyennant l'option construction par étape (*staged construction*), par laquelle des changements peuvent être aisément effectués sur le modèle, en activant ou désactivant des éléments. La réponse dynamique, est définie à partir de l'analyse dynamique (*dynamic analysis*), l'amortissement de Rayleigh est pris en compte dans cette analyse de comportement. Cette analyse est effectuée selon deux modèles, élastique et élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

Dans notre cas, les calculs sont réalisés en trois principales phases. Dans la première phase, la construction est construite et les charges statiques (poids du moto compresseur) sont appliquées. La deuxième phase représente l'analyse dynamique de la situation dans laquelle le compresseur est mis en marche. La troisième phase, le compresseur est en arrêt et le sol de fondation est laissé vibrer librement. Seules les deux dernières phases qui décrivent le comportement dynamique du système. Trois points caractéristiques du modèle A, B, et C, situés respectivement au milieu à la base de fondation, à son bord droit et à une profondeur de 2m sur la même verticale avec le point A, sont soigneusement choisis pour suivre l'historique de la réponse du système.

### 5. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Les principaux résultats des calculs, sont les déplacements aux nœuds de chaque phase de calcul notamment les tassements aux points caractéristiques, les vitesses, les accélérations et leurs spectres de réponses.

#### 5.1 Réponse dynamique d'un sol élastique

La réponse statique du système est analysée avec et sans amortissement. Le tassement enregistré dans le modèle élastique avec amortissement est à l'ordre de  $32.56 \times 10^{-3}m$  contre  $36.5 \times 10^{-3}m$  soit une régression de tassement 11%. La figure 6, présente la courbe de variation de tassement statique des points caractéristiques du modèle en fonction de pas de calcul. Le point A présente un tassement sensiblement supérieur que ceux produit aux points B et C, ceci est dû à la forte concentration des contraintes dans cette zone, au dessous de la fondation.

Les déplacements totaux obtenus à partir de l'analyse dynamique, demeurent pratiquement nuls. Ils sont à l'ordre de  $1.06 \times 10^{-15}m$ . Ceci explique d'une manière univoque l'importance du choix du modèle de comportement dans l'analyse de type contrainte-déformation. Ce modèle est caractérisé par le réversibilité des déformations d'une part et le caractère de sollicitation d'autre part. En conséquence ce type de comportement est loin de donner des résultats qu'on souhaite à obtenir.

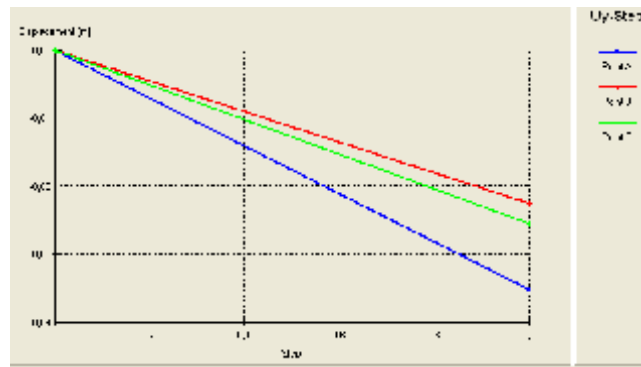


Figure.6. Variation du tassement en fonction des pas de calcul

### 5.2 Réponse dynamique d'un sol élasto plastique

Les tassements produits dans ce cas dépassent largement ceux produit pour un sol élastique, ils sont à l'ordre de  $69,79 \times 10^{-3}$  m, cet accroissement est traduit par une déformation plastique irréversible. Ceci veut dire que ce modèle de comportement constitué une bonne approximation de la réponse statique du système.

La phase où la machine est mise en marche constitué la phase la plus importante dans l'analyse dynamique. lorsque l'excitation est déclenchée, la réponse du système est permanente.

Les tassements induits par la charge harmonique sont à l'ordre de  $591.28 \times 10^{-6}$  m pour le modèle élastoplastique sans amortissement, contre  $513.22 \times 10^{-6}$  m pour le même modèle de comportement avec amortissement. La figure 7, ci-dessous décrit l'histoire des tassements des points caractéristiques du modèle sans amortissement, cette courbe est marquée par un refoulement au milieu et au bord de la fondation au début de l'excitation. Le bord de la fondation est fortement perturbé par le mouvement du sol, tandis qu'un état de confinement se produit au dessous de la semelle. Dans la deuxième moitié du temps de simulation, une convergence des courbes de tassement est constatée, celle-ci est traduite par un début de stabilisation du sol

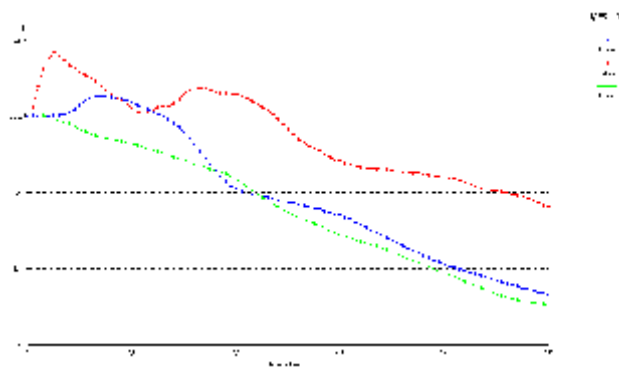


Figure.7. Historique des tassements -Modèle M-C sans amortissement

La figure 8, présente une comparaison entre les accélérations verticales pour un modèle élastoplastique avec et sans amortissement au milieu de la fondation. La courbe d'accélération, dans le cas de la prise en compte d'amortissement est parfaitement aplati à cause de l'amortissement, en revanche cette courbe est marquée par plusieurs pics au début du chargement dynamique. L'accélération maximale est enregistrée au moment de déclenchement des vibrations sans amortissement, elle est à l'ordre de  $0.18 \text{ m/s}^2$ .

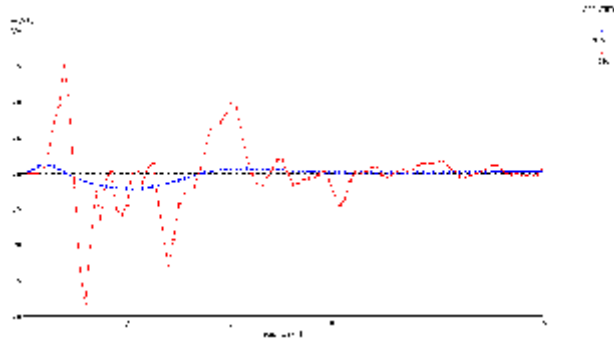


Figure.8 Accélérations verticales au milieu de la fondation MC avec et sans amortissement

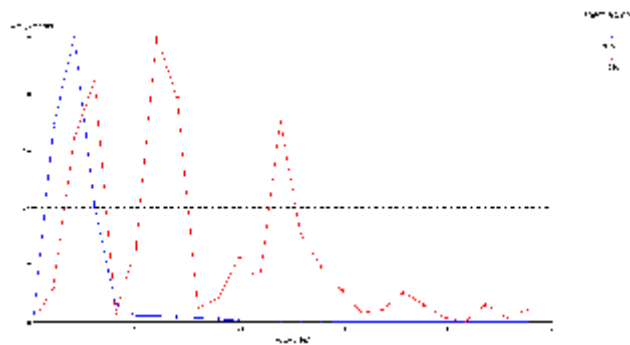


Figure.9. Spectres des accélérations verticales au milieu de la fondation MC avec et sans amortissement

D'après les résultats obtenus à partir des divers paramètres, il s'avère que l'amortissement dans le sol joue un rôle prépondérant dans la réponse dynamique de fondation. De ce fait seul le modèle élastique parfaitement plastique (EPP) avec amortissement est pris en compte dans l'analyse de la réponse de système, après l'arrêt de la machine. Après l'arrêt de la machine, le massif continue à vibrer librement de façon décroissante jusqu'à l'arrêt total du mouvement

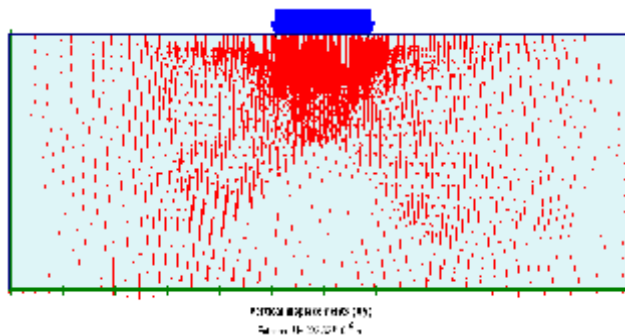


Figure.10. Tassement du massif après arrêt du moteur-MC avec amortissement

## 6. CONCLUSION

Le code de calcul éléments finis Plaxis a permis la modélisation du phénomène interaction-sol structure. Les réponses statique et dynamique du système montrent que le tassement obtenu en mode statique dépasse largement l'amortissement obtenu en mode dynamique.

D'après les résultats obtenus dans cette analyse, l'amortissement dans le sol joue un rôle prépondérant dans la réponse dynamique de fondation.

L'effet de réversibilité des déformations élastiques est parfaitement simulée par un le modèle de comportement élastique linéaire.

La modélisation de la réponse dynamique, montre que le mouvement du sol dans la zone perturbée, est caractérisée par l'existence d'une zone de concentration des contraintes située au-dessous de la base de fondation, une deuxième zone dans laquelle le sol est refoulé vers la surface et une troisième stable loin de l'effet dynamique.

L'allure de déplacements du sol dans la zone d'influence des vibrations, notamment dans le cas d'un sol de comportement élastique parfaitement plastique (EPP), est en bonne concordance avec le modèle académique disponible dans la littérature.

Dans cette analyse, la réponse maximale du système se produit dans la première moitié du temps de vibrations ou début de l'excitation.

## Bibliographie

- [1] Leonard, G.A., les fondations, par F.J.Converse.de la page ; 817-821.
- [2] Couzens, W. J., and IEE, J., (1938) vol. 82, Tables 1 et 2, pp. 327-328.
- [3] Basavanna, B.M. and Prakash S. (1974)., Dynamic bearing capacity of soil under transient loading. Earthquake technic. Vol 2 n° 3, pp. 67-84.
- [4] E-Eisenbau B, études -topographiques- géotechniques -terrassement-. Section géologique h-h'. Plan no.5/1035. « i » tranche. Complexe industriel d'engins travaux public. Sonacome – Constantine
- [5] Philipponnat, G. ( 1979), Fondations et ouvrages en terre. Editions Eryolles, Paris. France.
- [6] Girard, J. et Picard J.(1970). Etude expérimentale des comportements dynamiques des massifs de fondation de machines. Annales I.T.B.T.P.
- [7] Brinkgereve, R.B.J. et Vermeer P. A. (2003) PLAXIS Version 8, manuel de référence » DEFLT University of Technology & Plaxis BV. Pays- Bas.

## DESCRIPTION PROBABILISTE DE LA REPONSE MAXIMALE DES SYSTEMES SOUS EXCITATION SISMIQUE COMPTE TENU DE LA VARIABILITE DES FREQUENCES PROPRES DE VIBRATION.

Y. ZELMAT<sup>1</sup> & M. HAMMOUTENE<sup>2</sup>

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures, Ecole Nationale

Polytechnique, Alger Algérie,

E-mail : <sup>1</sup>yassine.enp@gmail.com.

<sup>2</sup>hammoutene\_m@yahoo.fr.

### Thème N 4 : Dynamique des structures et des sols ;

#### RESUME:

Les principaux résultats d'une investigation numérique pour la description probabiliste de la réponse maximale de systèmes sous excitation sismique, en termes de variabilité des valeurs des fréquences de vibration, sont présentés. La technique de simulation de Monte Carlo est utilisée pour déterminer les variances des amplitudes moyennes quadratiques des spectres de réponse. La variabilité aléatoire des valeurs des fréquences propres des structures est modélisée par la fonction de densité de probabilité Log normale dont les caractéristiques ont été obtenues sur la base du traitement statistique d'une large gamme de structures et de systèmes structuraux. Les spectres de réponse simulés correspondent à l'enregistrement accélérométrique du séisme de Parkfield du 27 juin 1966. Il est montré que les variations de la réponse maximale sont, compte tenu de la plage fréquentielle considérée, différemment contrôlées par les variances des paramètres incertains. Les résultats interprétés entre autre, en termes de niveaux d'excitation et de vulnérabilité de structures, sont d'importance certaine pour les ingénieurs et leur utilisation peut être étendue à l'amélioration des réglementations parasismiques actuellement en vigueur.

**Mots-Clés:** fréquences de vibration incertaines, méthode de Monte Carlo, spectres de réponse, mouvements forts de sol, fonction de densité de probabilité.

#### 1. Introduction

Il est de tradition, en génie parasismique, d'évaluer la réponse dynamique d'une structure en utilisant une approche modalo-spectrale avec une excitation sismique définie souvent sous forme de spectre de réponse. Cette approche permet de prendre en compte, outre les incertitudes inhérentes au caractère stochastique du mouvement sismique, celles liées à la variabilité des caractéristiques dynamiques de la structure elle-même.

Les incertitudes sur le chargement et les caractéristiques structurales peuvent affecter la réponse et la fiabilité d'une structure, par conséquent, il est souvent souhaitable de considérer leurs effets dans l'analyse de son comportement et sa conception. À titre d'exemple, pour certaines structures, telles que les parkings de véhicules, la masse relative à chaque niveau est fonction du temps (jours, saisons) et il est pratiquement impossible de prédire sa valeur exacte lors d'un prochain séisme. En outre, si la structure considérée est fondée sur un sol meuble et que le phénomène d'interaction sol-structure ne peut être ignoré, les caractéristiques de la structure dépendront des caractéristiques dynamiques du sol de fondation qui peuvent être différentes avant, pendant, et après le tremblement de terre.

Ceci exige le développement d'outils mathématiques appropriés pour incorporer de telles incertitudes dans la modélisation des structures, de même que dans l'élaboration de méthodes pour analyser ces modèles mathématiques. Les processus aléatoires, par exemple, sont souvent utilisés en tant qu'outils mathématiques pour modéliser les variations temporelles des chargements incertains, tels que ceux dus aux tremblements de terre ou aux vents. La théorie de vibration aléatoire peut être utilisée pour obtenir une description probabiliste de la réponse, telles que la moyenne et la covariance pour des processus Gaussiens, de même que les statistiques d'ordres supérieurs dans le cas des processus non Gaussiens.

L'objectif de la présente étude est l'estimation des effets des incertitudes liées aux fréquences de vibration sur la réponse dynamique des structures. Les incertitudes sont traitées en considérant chaque fréquence de vibration comme une variable aléatoire distribuée suivant la fonction Log normale dont les caractéristiques ont été obtenues sur la base du traitement statistique d'une large gamme de structures et de systèmes structuraux. Les réponses sismiques sont simulées en utilisant la technique de Monte Carlo puis analysées de sorte à évaluer leurs

caractéristiques stochastiques. Les réponses sont évaluées termes de spectre de réponse linéaire associé à l'enregistrement du séisme de Parkfield du 27 juin 1966.

Dans un premier temps, la précision des estimations probabilistes de la méthode de Monte Carlo est analysée à travers la relation entre le nombre de simulations et l'incertitude liée à l'estimation d'une probabilité de défaillance donnée. La probabilité de défaillance est associée à une fonction d'état limite qui traduit la ruine de la structure. Le nombre de simulations requises pour un intervalle de confiance donné, est fonction de la moyenne et de l'écart type de l'estimation d'une probabilité de ruine aussi proche que possible de la valeur théorique fixée à priori. Ce nombre optimal de simulation est ensuite utilisé pour, dans un deuxième temps, analyser l'influence des variations des valeurs des fréquences propres de vibration de la structure considérée sur celles des amplitudes spectrales simulées. Les valeurs des fréquences de vibration sont d'abord générées en les considérant distribuées autour d'une valeur moyenne, suivant la loi Log normale pour un intervalle de variabilité donné, c'est-à-dire une covariance donnée; on analyse alors, l'effet de chaque fréquence de vibration sur la réponse structurale dans différentes bandes fréquentielles de vibration de la structure. Par la suite, on considère des intervalles de variabilité différente des fréquences propres aléatoire pour la même distribution stochastique et on procède à une analyse de l'influence de ces différentes variations sur celles des amplitudes spectrales. Des résultats d'importance certaine pour les ingénieurs sont obtenus et leur utilisation peut être étendue à l'amélioration des réglementations parasismiques actuellement en vigueur.

## 2. Techniques de simulation

Une simulation consiste, comme son nom l'indique, à simuler un phénomène pour s'intéresser à l'apparition, un certain nombre de fois, d'un événement permettant par exemple d'apprécier la fiabilité d'une structure. Plusieurs techniques de simulation peuvent être utilisées pour résoudre des problèmes de fiabilité structurale.

La méthode de Monte Carlo est une technique spéciale qu'on peut utiliser pour générer des résultats d'une procédure numérique caractérisant un problème réel donné. On utilise alors, les résultats d'expérimentations antérieurs pour définir les fonctions de densités de probabilité des paramètres les plus importants du problème étudié. Ces distributions sont alors utilisées pour générer des échantillons de données numériques nécessaires à la résolution du problème suivant la procédure proposée.

Lorsque le problème à analyser est extrêmement complexe et que le temps nécessaire à une seule simulation, rendu très long par l'exécution de centaines voire de milliers de simulations, est irréalisable, la méthode "Latin Hypercube" (Han et al, 1994) permet de réduire le nombre de simulation et d'obtenir des résultats raisonnables. Dans cette méthode, la série de valeurs possibles de chaque variable aléatoire d'entrée est partitionnée en "strates" de sorte que la simulation qu'une valeur de chaque strate est utilisée une et une seule fois dans la procédure de simulation. De cette façon, toutes les valeurs possibles de variables aléatoires sont représentées dans le processus de simulation.

Une autre méthode qui permet aussi de résoudre les problèmes complexes est la méthode "Rosenblueth 2K+1 point estimates" (Rosenblueth, 1975) qui grossièrement parlant peut être comprise comme une technique de simulation dans laquelle le nombre de simulation est  $N = 2K+1$ , où  $K$  est le nombre de variables aléatoires d'entrée. La méthode consiste à la base en l'évaluation d'une fonction de variables aléatoires en  $2K+1$  points clés et d'utiliser cette information pour calculer la moyenne et la variance de cette fonction. Compte tenu de la teneur de notre problème, nous utiliserons dans le présent travail la technique de simulation de Monte Carlo dont les détails de procédure sont donnés dans ce qui suit.

### 2.1 Concept de base

La simulation de Monte Carlo implique une génération artificielle des valeurs des paramètres d'entrée de manière compatible avec la fonction de densité spectrale considérée, pour simuler un grand nombre d'expériences. Pour le cas d'analyse de fiabilité des structures, par exemple, chaque valeur simulée  $x$  de la variable aléatoire  $X$  permet à travers le calcul de la fonction d'état limite  $Y = G(x)$  d'estimer la probabilité de défaillance. On répète la procédure jusqu'à générer un nombre  $N$  suffisant de valeurs  $Y$ . l'estimation  $J$  de la probabilité de défaillance  $P_f$  est alors donner par (Melchers, 1999) :

$$P_f = J = \int I[G(x) \leq 0] f_X(x) dx \quad (1)$$

où  $f_X(x)$  est la fonction de densité de probabilité de la variable aléatoire  $X$  et  $I[G(x) \leq 0]$  est la fonction indicatrice qui est telle que :



$$I[G(x) \leq 0] = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0; \text{ c'est à dire que la structure est défaillante} \\ 0 & \text{si } G(x) > 0; \text{ c'est à dire que la structure n'est pas défaillante} \end{cases} \quad (2)$$

La fonction indicatrice identifie le domaine d'intégration. L'équation (1) représente la valeur moyenne de  $I[G(x) \leq 0]$ . Si  $x_j$  représente la  $j^{\text{ème}}$  valeur de l'observation aléatoire, il s'ensuit directement que :

$$P_f = J_1 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I[G(x_j) \leq 0] \quad (3)$$

Est une estimation non biaisée de  $J$ . En utilisant cette procédure de simulation se pose la question de savoir combien de simulations sont nécessaires pour obtenir une précision voulue. C'est ce que nous considérons dans ce qui suit

### 2.2 Précision des estimations probabilistes

L'estimation du nombre de simulations requises pour un intervalle de confiance donné peut être faite comme suit. Du fait que  $G(x)$  est une variable aléatoire de  $X$ , il s'ensuit que la fonction indicatrice  $I$  de  $[G(x) \leq 0]$  est elle aussi une variable aléatoire même si elle n'a que deux valeurs possibles. On montre (Melchers, 1999) que la distribution de  $J_1$  tend vers la distribution normale au fur et à mesure que  $N$  croît (voir Figure (1)). La moyenne  $E(J_1)$  de la distribution qui caractérise  $J_1$  est donnée par :

$$E(J_1) = \sum_{j=1}^N \frac{1}{N} E[I(G(x_j) \leq 0)] = E[I(G(x) \leq 0)] \quad (4)$$

Et qui est égale à  $J$  (voire Eq. (1)), tandis que la variance est donnée par

$$\sigma_{J_{11}}^2 = \sum_{j=1}^N \frac{1}{N^2} \text{var}[I(G(x_j) \leq 0)] = \frac{\sigma^2(I(G \leq 0))}{N} \quad (5)$$

La variance de  $J_1$  varie de manière proportionnelle à la variance de la fonction indicatrice de  $I[G(x) \leq 0]$  et de manière inversement proportionnelle à  $N$ . une estimation  $S_{I_0}$  de la fonction indicatrice  $I[G(x) \leq 0]$  est donnée par:

$$S_{I(G \leq 0)}^2 = \frac{1}{N-1} \left\{ \left[ \sum_{j=1}^N I^2[G(x_j) \leq 0] \right] - N \left[ \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I[G(x_j) \leq 0] \right]^2 \right\} \quad (6)$$

Shoorman (1968) a suggéré d'approximer les valeur de l'estimation  $E(J_1)$ , dans un intervalle à 95% de confiance, de la moyenne et de l'écart - type  $S_{I(G \leq 0)}$  de la probabilité de défaillance  $P_f$  par les paramètres de la loi binomiale, en trouve alors que  $J_1$  varie de moins de 20% de la valeur  $P_f = 10^{-3}$  pour un nombre d'échantillons  $N = 100\ 000$ . Broding et al(1964), pour le même intervalle de confiance, a trouvé que le nombre de simulation nécessaire  $N$  est supérieur à 3000 simulations. D'autres auteurs ont trouvé que le nombre de simulations  $N$  dépendant de la fonction à évaluer, devrait être de l'ordre de 10 000-20 000 pour le même intervalle de confiance de 95 %.

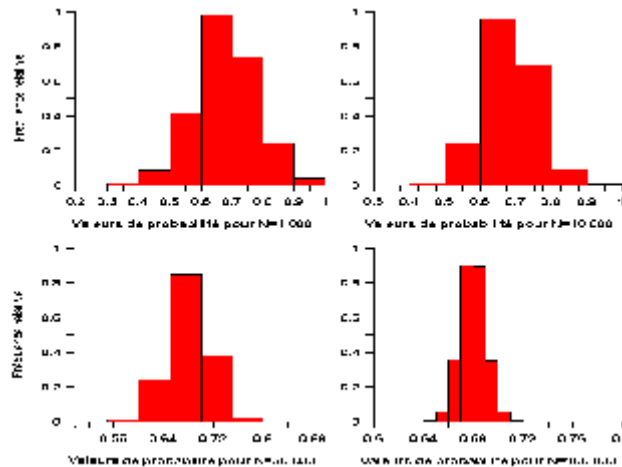
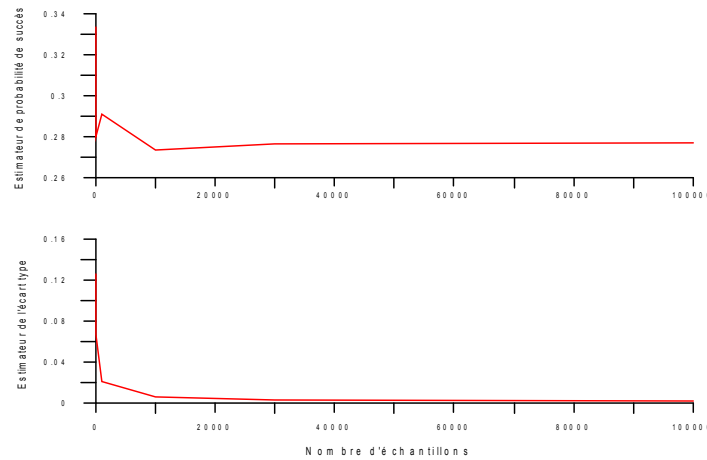


Figure 1. Distribution de probabilité de l'estimation  $J$  de la probabilité de ruine  $P_f$

Le meilleur moyen pour atteindre la précision voulue dans une quelconque analyse de Monte Carlo, est de tracer les courbes représentant respectivement l'estimation  $J$  de  $P_f$  (Eq. (3)) et l'estimation de sa variance  $S_{I(G \leq 0)}$  (Eq. (6)) en fonction du nombre de simulations. Ces courbes (voir Figure 2) montrent que ces estimations diminuent lorsque le nombre d'échantillons croît.



**Figure 2.** Convergence de l'estimateur de probabilité de succès en fonction de nombre d'échantillon N

Typiquement de telles graphes, montrent que ces mesures se réduisent à mesure que le nombre d'échantillons est augmenté et qu'un degré de stabilité est atteint pour un nombre suffisamment élevé d'échantillons. Le taux de convergence et leur stabilité dépendent de la qualité du générateur de nombre aléatoire employé. (E. Melchers, 1999). Pour notre travail, nous atteignons une stabilité des estimations pour un nombre d'échantillons  $N=30\,000$ , qui vérifie les conditions cités ci-dessus, et que nous retenons pour les prochaines applications numériques. La stabilité des graphes est apparu approximativement à partir de  $N=20\,000$ , en contrepartie, on ne peut pas prendre le nombre  $N$  trop grand, à cause du temps de calcul qui devient important et par conséquent contraignant et coûteux.

### 2.3 Génération des nombres aléatoires suivant la loi Log normale

La loi de distribution Log normale est entre autres, particulièrement nécessaire dans les domaines de la science et de la technique, où des séries statistiques ou d'autres données numériques abondantes sont utilisées, pour le développement d'outils mathématiques, souvent dérivés de la physique et des probabilités. Ces outils permettent de mettre au point et d'utiliser des modèles afin de quantifier les variations de paramètres incertains, à valeurs positives, entrant en leu dans l'analyse de problèmes physiques complexes.

Une variable aléatoire  $X$ , de moyenne  $\mu_X$  et d'écart-type  $\sigma_X$ , est une variable aléatoire log normale si  $\ln(X)$  est normalement distribuée, c'est-à-dire :

$$f_{\ln(X)}[\ln(x)] = \frac{1}{\sigma_{\ln(X)} \sqrt{2\pi}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln(x) - \mu_{\ln(X)}}{\sigma_{\ln(X)}} \right]^2 \right\} \quad (7)$$

Où  $\mu_{\ln(X)}$  est la valeur moyenne de  $\ln(X)$  et  $\sigma_{\ln(X)}$  est la valeur de l'écart-type de  $\ln(X)$ . Ces quantités peuvent être exprimées comme des fonctions de  $\mu_X$  et  $\sigma_X$  comme suit :

$$\sigma_{\ln(X)}^2 = \ln \left[ \left( \frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + 1 \right] \quad (8)$$

Et

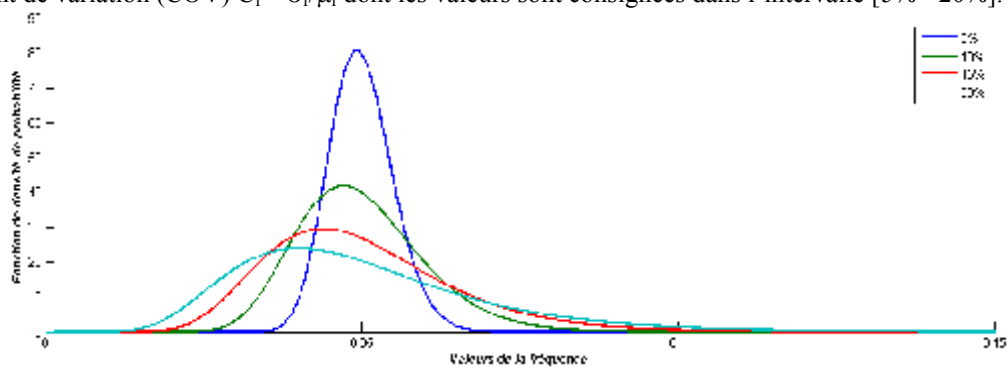
$$\mu_{\ln(X)} = \ln(\mu_X) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(X)}^2$$

### 3. Résultats numériques et discussion

#### 3.1 Caractérisation statistique des fréquences propres de vibration

Vis à vis des mouvements du sol, les structures se comportent comme des oscillateurs dont les modes propres d'oscillation dépendent notamment de la raideur (ou rigidité) des éléments de la structure, laquelle raideur est elle-même fonction de quatre paramètres sur lesquels le concepteur de la structure peut agir, à savoir, la nature des liaisons, la nature des matériaux utilisés, les diverses sections et élancements des éléments structuraux. L'aléa sur la raideur et donc sur la fréquence de vibration de la structure aussi, est contrôlé par ces différents paramètres, qui si ils sont mal maîtrisés, sont à l'origine d'un grand nombre de dommages dus à une mauvaise conception de la structure.

La sélection d'une valeur appropriée de la fréquence propre d'une structure est un sujet très difficile à contrôler dans la pratique lors de la conception. Ne disposant d'aucun document relatif à des statistiques dans l'évaluation des fréquences des structures achevées, nous avons choisi de modéliser la distribution aléatoire de ces valeurs par la distribution log-normale compte tenu que la fréquence est une grandeur éminemment positive. Les fluctuations des fréquences de vibration des structures seront caractérisées de manière statistique par un coefficient de variation (COV)  $C_f = \sigma_f / \mu_f$  dont les valeurs sont consignées dans l'intervalle [5% - 20%].



**Figure 3.** Fonction de densité de probabilité associée à la loi Gamma pour différentes valeurs du coefficient de variation.

A titre illustratif, nous avons représenté sur la figure 3 ci-dessus, les variations des fonctions de densité de probabilité associée à la loi Log normale obtenus pour  $C_f = 5, 10, 15$  et  $20\%$  représentatives des valeurs extrêmes et médianes de l'intervalle.

#### 3.2 Sensibilité de la réponse à l'incertitude sur la valeur de la fréquence propre de vibration

La procédure de simulation décrite plus haut a été appliquée au calcul des spectres de réponse correspondant à l'enregistrement accélérométriques du séisme de Parkfield du 27 juin 1966. Chaque valeur de la fréquence propre structurale de la gamme de fréquence utilisé pour l'évaluation du spectre de réponse est considérée comme valeur moyenne  $\mu_f$  pour le calcul des amplitudes spectrales avec dans un premier temps une variation caractérisée par un COV de valeur  $C_f = 10\%$ . La fonction de densité de probabilité Log normale associée à cette valeur de la covariance (courbe en noir sur la figure3) est utilisée pour générer les valeurs artificielles de chaque fréquence de vibration avec une incertitude  $\Delta f = \sigma_f = C_f \mu_f = 0.10 \mu_f$ . Les valeurs artificielles de la fréquence ainsi obtenues sont utilisées pour le calcul des spectres de réponse. La figure 4 représente respectivement les valeurs spectrales ainsi obtenues (Figure 4b) pour les réponses en déplacement (SD), pseudo-vitesse (PSV) et pseudo-accélération (PSA) et à titre de comparaison les résultats similaires obtenus (Figure 4a) en utilisant une autre procédure analytique utilisant une fonction de densité spectrale de puissance (DSPF) compatible avec le spectre cible associé à l'enregistrement de Parkfield (Zermout et al.).

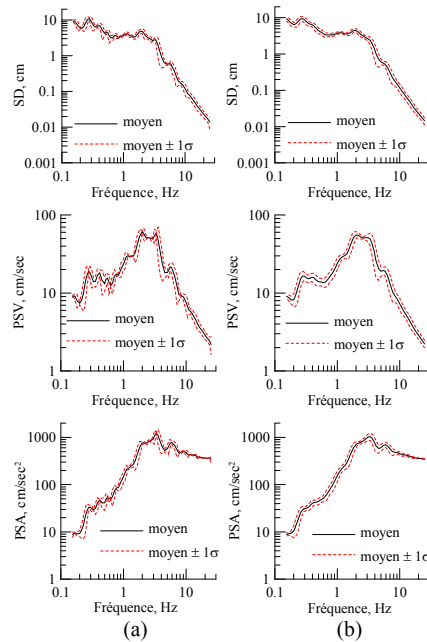


Figure 4. Spectre moyen  $\pm 1$  écart type Pour : a) approche analytique .b) simulation de Monte Carlo.

On constate qu'il y a trois plages de fréquences qui sont caractérisées par des variations différentes des amplitudes spectrales et ce quel que soit le spectre considéré, à savoir SD, PSV ou PSA. La plage basses fréquences (inférieures à environ 0.3 Hz) relative aux structures très souples est caractérisée par des fluctuations, autour de la moyenne, de la réponse relativement petites par rapport à celles obtenues pour les fréquences intermédiaires (entre 0.3 et 8 Hz) et qui sont relativement les plus importantes. Les fréquences au-delà de 8 Hz sont caractéristiques des structures rigides pour lesquelles l'effet de la fréquence n'est pas du tout sinon que très peu perceptible. On remarque que les réponses obtenues par la méthode de Monte Carlo exhibent les mêmes tendances de variation pour les réponses en déplacement, pseudo-vitesse et pseudo-accélération, que celles illustrées par la méthode analytique des pics ordonnés, avec des fluctuations relativement plus importantes autour du spectre moyen pour cette deuxième approche.

On s'intéresse à présent à l'évaluation des valeurs des différents coefficients de variation  $C_{rep}(f_i)$  des amplitudes spectrales de la réponse et ce, pour chaque fréquence  $f_i$  du spectre ( $i = 1$  à  $N_f$ , où  $N_f$  est le nombre total de fréquences de calcul du spectre de réponse). Le coefficient  $C_{rep}(f)$  devient alors une variable aléatoire caractérisée par une moyenne  $\mu_{C_{rep}}$  et un écart-type  $\sigma_{C_{rep}}$ . Les valeurs de  $C_{rep}(f)$  obtenus pour le pseudo-spectre en accélération (PSA) sont consignées dans le Tableau 1

Tableau 1. Statistique sur les valeurs  $C_{rep}(f)$  du coefficient de variation des amplitudes du PSA

|   |               |
|---|---------------|
| Valeurs de $\sigma_{C_{rep}}$ des amplitudes spectrales de la réponse | 16.02%        |
| Valeurs de $\mu_{C_{rep}}$ des amplitudes spectrales de la réponse    | 50.12%        |
| Plage des valeurs de $C_{rep}$ des amplitudes de la réponse           | 1.54% -42.57% |

On remarque que ces valeurs de fluctuent entre une valeur minimale égale à 2.0% qui caractérise les structures rigides et une valeur maximale égale à 42.57% qui est à associer à une structure dans la bande des fréquences intermédiaires. La moyenne des fluctuations des valeurs du coefficient de variation  $C_{rep}(f_i)$  du spectre de réponse en accélération est de 50.12%.

### 3.3 Sensibilité de la réponse à l'incertitude sur les caractéristiques statistiques de la fréquence :

Nous avons vu précédemment que les valeurs  $C_f$  du coefficient de variation (COV) de la fréquence changent dans l'intervalle global [5% - 20%]. Il est alors intéressant d'étudier la sensibilité de la réponse aux variations des valeurs de  $C_f$  c'est-à-dire de considérer le comportement de la structure pour des incertitudes  $\Delta\sigma = \sigma_f = C_f \mu_f$ , obtenues pour différentes valeurs de  $C_f$  et une valeur constante de la moyenne  $\mu_f$  égale à la valeur de la fréquence fondamentale de l'oscillateur considéré. Pour cela, on utilise la procédure de simulation de Monte

Carlo plusieurs fois pour générer différentes classes de valeurs de la fréquence avec des incertitudes différentes. Pour avoir une idée de l'influence sur la réponse de l'ensemble des valeurs possibles du coefficient de variation  $C_f$ , nous avons retenu quatre valeurs de  $C_f$ , à savoir : 5%, 10%, 15% et 20% choisies dans l'intervalle de variation ci-dessus.

La Figure 5 montre les fluctuations des amplitudes des différents spectres de réponse (SD, PSV et PSA) autour de la valeur des spectres moyens respectifs obtenus pour chacune des quatre valeurs retenues pour le coefficient  $C_f$  caractérisant l'incertitude sur la fréquence.

Les mêmes observations que précédemment peuvent être relevées, avec la mise en évidence, comme il fallait s'y attendre des fluctuations des amplitudes spectrales plus importantes pour les valeurs croissantes de  $C_f$ . Ces constatations sont bien mises en évidence, pour le spectre PSA, par le Tableau 2 qui consigne comme précédemment les valeurs  $C_{rep}(f)$  des amplitudes spectrales obtenues. On voit bien que les valeurs de la moyenne, de l'écart-type et celles des valeurs extrêmes des intervalles de variation de

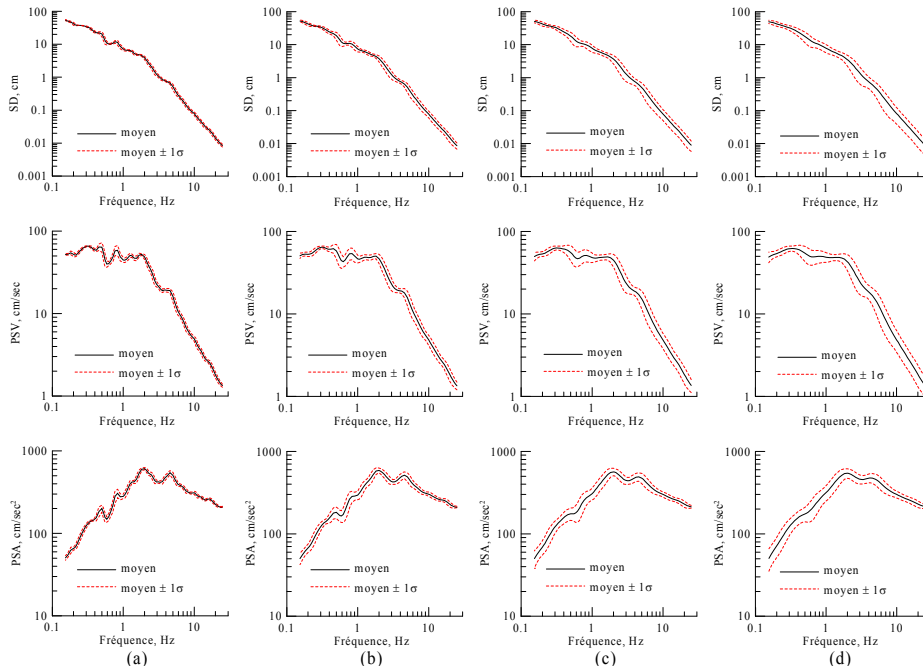


Figure 5. Spectre moyen  $\pm 1$  écart type en SD, PSV et PSA pour différentes valeurs du coefficient  $C_f$  de la fréquence : a)  $C_f=05\%$ , b)  $C_f=10\%$ , c)  $C_f=15\%$  et d)  $C_f=20\%$ .

$C_{rep}$  croissent en passant de la valeur 5% à la valeur 20% du coefficient de variation  $C_f$  de la fréquence. En effet, la valeur de la moyenne  $\mu_{Crep}$  du coefficient de variation de la réponse passe de la valeur 29.26% à la valeur 80.32% alors que celle de l'écart-type  $\sigma_{Crep}$  du coefficient de variation de la réponse passe de 9.23% à 27.40% lorsque  $C_f$  varie de 5% à 20%.

Tableau 2 : Valeurs de coefficient de variation de PSA.

| Cov de la fréquence Valeurs de $C_f$                               | 5 %           | 10 %          | 15 %          | 20 %          |
|--|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Valeurs de $\sigma_{Crep}$ des amplitudes spectrales de la réponse | 9.23%         | 16.02%        | 27.38%        | 27.40%        |
| Valeurs de $\mu_{Crep}$ des amplitudes spectrales de la réponse    | 29.26%        | 50.12%        | 80.45%        | 80.32%        |
| Plage des valeurs de $C_{rep}$ des amplitudes de la réponse        | 0.46% -25.96% | 1.54% -42.57% | 2.84% -54.77% | 2.89% -55.34% |

Tous les graphes des variations des pseudo-spectres de réponse sismiques en déplacement, vitesse et accélération, représentés sur les figures (4 et 5) ci-dessus, ont la caractéristique de se décomposer en trois parties :

Une zone de basses fréquences où la réponse de l'oscillateur est contrôlée essentiellement par le déplacement du sol, indépendamment des fluctuations, pour différentes valeurs de  $C_f$ , de chacune des valeurs de la fréquence de

vibration de la structure. Cette indépendance est illustrée par ces graphes où on voit que l'influence de la variation de la fréquence est moindre pour la zone de basse fréquence.

Une zone de hautes fréquences, il apparaît clairement que l'influence sur les réponses spectrales des variations des fluctuations fréquentielles (pour différentes valeurs de  $C_f$ ) autour de chacune des valeurs de la fréquence (considérée comme moyenne) est très faible pour cette zone aussi.

Une zone de fréquences intermédiaires, située entre les deux zones précédentes et au voisinage des composantes (fondamentales ou harmoniques) de l'excitation sismique considérée, dépendante des caractéristiques du sol de fondation, où les réponses en pseudo-accélération et en pseudo-vitesse sont généralement amplifiées par rapport aux valeurs maximales de l'accélération et de la vitesse du support. Cette zone est caractérisée par des pics et des vallées distribués de façon apparemment aléatoire et qui reflètent les effets de résonances sous l'action des accélérogrammes réels, pour des fréquences de vibration des structures comprises entre 0.1 Hz et 2 Hz proches de celles des sols sous-jacents. On remarque une grande variabilité des réponses sismiques, même pour de petite variabilité des valeurs fréquentielles.

#### **4. Conclusion**

Dans le cadre de ce travail nous avons été amenés à étudier l'effet des incertitudes inhérentes à la fréquence sur la réponse dynamique des structures. La technique de simulation de Monte Carlo associé à une distribution suivant loi log normal a été retenue pour l'estimation probabiliste de la réponse sismique des structures avec un nombre optimal de 30000 échantillons qui nous garantit d'atteindre la probabilité cible de défaillance.

On remarque que les réponses obtenues par la méthode de Monte Carlo exhibent les mêmes tendances de variation pour les réponses en déplacement, pseudo-vitesse et pseudo-accélération, que celles illustrées par la méthode analytique des pics ordonnés, avec des fluctuations relativement plus importantes autour du spectre moyen pour cette deuxième approche.

L'effet des fluctuations des valeurs de la fréquence sur celles de la réponse sismique a montré que plus les fluctuations de la fréquence augmentent, plus celles de la réponse augmentent.

Les spectres de réponse obtenus constituent une information synthétique extrêmement utile, ils comportent en général trois parties :

- Une zone à basse fréquence où la réponse de l'oscillateur est contrôlée essentiellement par le déplacement du support et se traduisant par une absence de fluctuations des réponses spectrales indépendamment des fluctuations fréquentielles.
- Une zone en hautes fréquences, où la réponse de l'oscillateur est contrôlée essentiellement par l'accélération du support, dans laquelle on remarque que l'influence de la variation des fluctuations fréquentielles est moindre.
- Une zone de fréquences intermédiaires située entre les deux zones précédentes, dans laquelle, les valeurs de la réponse spectrale présente des extrema distribués de façon apparemment aléatoire. Ces extrema sont obtenus quel que soit les valeurs de la fréquence choisie et du coefficient de variation  $C_f$ . On remarque une grande sensibilité des valeurs de la réponse spectrale aux fluctuations des valeurs fréquentielles.

Cette étude peut être étendue en vue de prendre en considération les effets des incertitudes systématiques induites en général par l'ingénieur dans les valeurs adoptées pour les paramètres dynamiques (masse, rigidité, ...). L'étude peut être aussi étendue à l'étude de l'influence de variations de deux paramètres la fréquence et l'amortissement sur la réponse dynamique des structures en considérant les aspects relatifs aux différents règlements parasismiques en vigueur de par le monde.

### **Bibliographie:**

1. Broding, W. C., Diederich, F. W. and Parker, P. S., (1964), *Structural optimization and design based on a reliability design criterion*, J. Spacecraft, 1 (1), pp. 56 - 61.
2. Han, S. W. and Wen Y. K., (1994), *Method of reliability-based calibration of seismic structural design parameters*, Structural Research Series Report No. 595, Department of Civil Engineering, University of Illinois.
3. Haviland, R. "A study of the uncertainties in the fundamental translational periods and damping values for real buildings". Res.Rep. No. 5, Pub. No. R76-12, Dept of Civ. Engng, MIT. Cambridge, MA, 1976
4. Melchers R. E., (1999), *Structural reliability analysis and prediction*, John Wiley & Sons.
5. Nowak, A. S. and Collins, K. R., *Reliability of structures*, Mc Graw Hill Book Co – Singapore.
6. Rosenblueth, E., (1981), Point estimates for probability moments, *Proceedings of the National Academy of Science* 72, no. 10, pp. 3812 – 3814.
7. Shooman, M. L., (1968), *Probabilistic reliability : an engineering approach*, Mc Graw Hill, New York
8. Tiliouine, B., Zermout, S., Mebarki, A. et Soize, C., *Génération de spectre de puissance pour l'analyse stochastique de la réponse sismique des structures*. VIème colloque AFPS, Génie Parasismique : Aspects dynamiques et vibratoires en Génie civil, Palaiseau, France, Vol. I, 107-114, 2003.
9. Paulre, P. (2005). *Dynamique des structures application aux ouvrages de génie civil*. Lavoisier, Paris
10. Smith, K. Shust, W.C (2004). *Bounding Natural Frequencies in Structures I: Gross Geometry, Material and Boundary Conditions*. *Proceedings of the XXII International Modal Analysis Conference*, Society of Experimental Mechanics.
11. Ben Ahmed, B (2009). *Effet de l'incertitude inhérent à l'amortissement sur la réponse des structures sous excitations sismiques*. Mémoire de magister ENP Alger.
12. Tiliouine, B. et S. Zermout (2003). *Sur les spectres de réponse des systèmes à paramètres incertains*. Proc. Colloque international, Risque vulnérabilité et fiabilité dans la construction : Vers une réduction des désastres, Alger, 1, 253–267.
13. Zelmat, Y. (2012). *Analyse des effets des incertitudes des fréquences propres de vibration sur la réponse sismique maximale des structures par la méthode de Monte Carlo*. Thèse de magister ENP Alger.
14. Zermout, S. (2004). *Investigation de la réponse stochastique des structures sous excitations sismiques*. Thèse de magister ENP Alger.

## DERIVATION D'UN SPECTRE DE REPONSE SPECIFIQUE AU SITE DE LA MOSQUEE D'ALGER

BOUDINA TOUNSIA<sup>1</sup>, SERIDI AHCENE<sup>2</sup>, ROUABEH AICHA<sup>3</sup>, ALLOUT NAAS<sup>4</sup>.

<sup>1</sup> LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS, INGENIERIE DE TRANSPORT ET ENVIRONNEMENT, ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS. ALGERIE, [boudina\\_tounsia@yahoo.fr](mailto:boudina_tounsia@yahoo.fr)

<sup>2</sup> DIRECTEUR DU LABORATOIRE LMSS, UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, ALGERIE

<sup>3</sup> UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, ALGERIE, [aichar1@yahoo.fr](mailto:aichar1@yahoo.fr)

<sup>4</sup> UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, ALGERIE, [gc18@hotmail.fr](mailto:gc18@hotmail.fr)

### Thème N° 04 : Dynamique des Structures et des Sols

#### Résumé

*L'estimation de la réponse en surface du sol peut être faite par plusieurs méthodes expérimentales, approchées et numériques. Cette étude consiste à utiliser la simulation numérique pour déterminer la réponse en surface en terme d'accélération maximale et spectre de réponse des profils de sol localisé au niveau du site de la mosquée d'Alger en tenant compte de la non-linéarité du comportement du sol, avec un comportement linéaire équivalent (dégradation hystérésis du module de cisaillement G).*

*Les réponses calculées en surface qu'elles soient amplifiées ou dés-amplifiées par rapport à l'excitation à la base (séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès) nous indiquent la présence des effets de site et ce qui permet la dérivation d'un spectre de calcul spécifique au site de la mosquée d'Alger.*

**Mot clef :** Analyse numérique, Mosquée D'Alger, effet de site, réponse sismique non linéaire.

#### 1. INTRODUCTION

Les séismes au cours des 50 dernières années ont démontré le rôle des effets de site dans la distribution et la magnitude des dommages associé à un événement sismique. En 1985, un séisme de magnitude 8,1 a causé des pertes significatifs et des considérables dégâts dans la ville de Mexico[5]. L'occurrence d'un dommage dans une ville située à 350 km de l'épicentre du séisme a attribué à l'amplification des ondes sismiques tout au long de dépôt de la ville. Les événements sismiques tels que LomaPrieta (1989), Northridge (1994) Kobe (1995), Chi-Chi (1999) et le séisme de Boumerdes (2003) ont corroboré l'importance de la géologie locale et des conditions géomorphologiques sur la réponse sismique du sol.

Le comportement du sol sous une charge cyclique est souvent non linéaire Même à petite déformation, et dépend de plusieurs facteurs comme l'amplitude de la charge, nombre de cycles et le type de sol. Ainsi il est nécessaire d'incorporer la non-linéarité de sol dans n'importe quelle analyse de réponse de site.

Des méthodes d'analyse unidimensionnelles de réponse de site sont largement répandues pour mesurer l'effet des dépôts de sol sur les propagations des mouvements du sol dans la recherche et la pratique. Ces méthodes peuvent être divisées en deux catégories principales: (1) analyses dans le domaine fréquentiel (méthode linéaire équivalente y compris, par exemple SHAKE 91 (1972)[4]) et (2) analyses dans le domaine de temps (analyses non linéaires y compris).

#### 2. SISMICITE DE LA REGION

La conception et la réalisation du projet de la Mosquée d'Alger(en Algérie) devront tenir compte de la sismicité de site, car cette région est située dans une zone de forte sismicité.

Le signal du chargement est la composante EO de l'enregistrement d'accéléromètre à la station de Keddara pour le choc principal du séisme de Boumerdes (Algérie) le 21 mai 2003 (de magnitude 6.8), dénoté comme Keddara St1 E-O[7]. Les données ont été prélevées à 200 hertz pour un nombre total de 7200 points d'inscription,

L'histoire d'accélération dans le temps choisie après la manipulation et le spectre correspondant d'amplitude de Fourier sont données dans la figure 1.



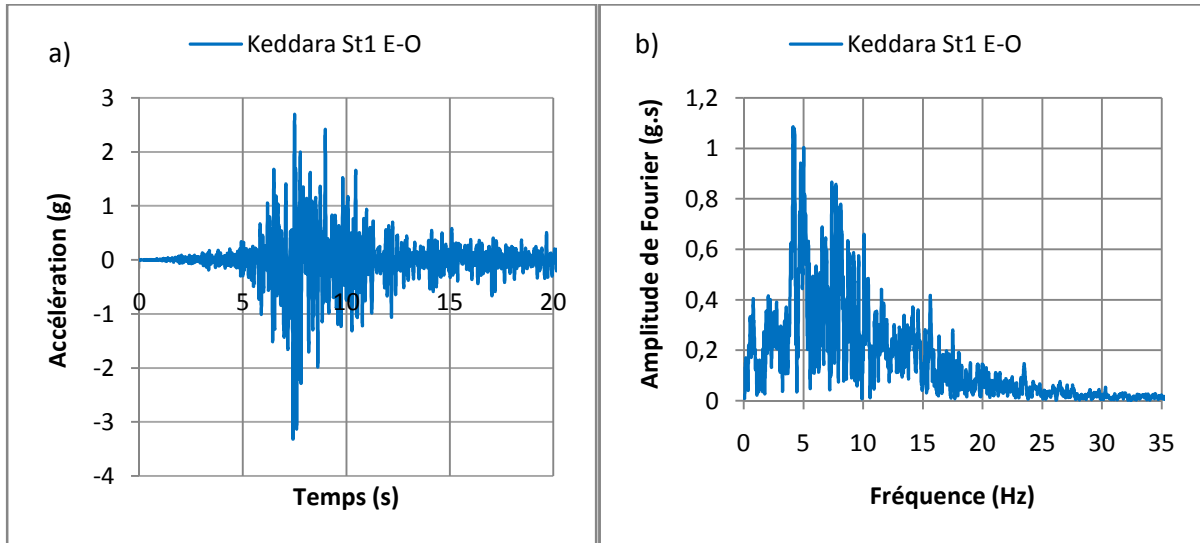


Figure 1. L'excitation de KEDDARA St1 E-O introduite à PLAXIS v.8 En terme a) De l'histoire d'Accélération (g) et b) De l'amplitude de Fourier (g.s)

### 3. APERÇU GEOLOGIQUE LOCAL :

La carte géologique d'Alger (feuille au 1/50 000) montre que le terrain du projet, se situe sur un lambeau d'alluvions anciennes appartenant à la série d'argile caillouteuse de la Mitidja. Sur ce dépôt du quaternaire repose la série récente comprenant des sables plus ou moins argileux et plus moins rubéfiés (voir figure 2). De point de vue hydrogéologique, le terrain est caractérisé par une très forte perméabilité des alluvions qui constituent un réservoir important.

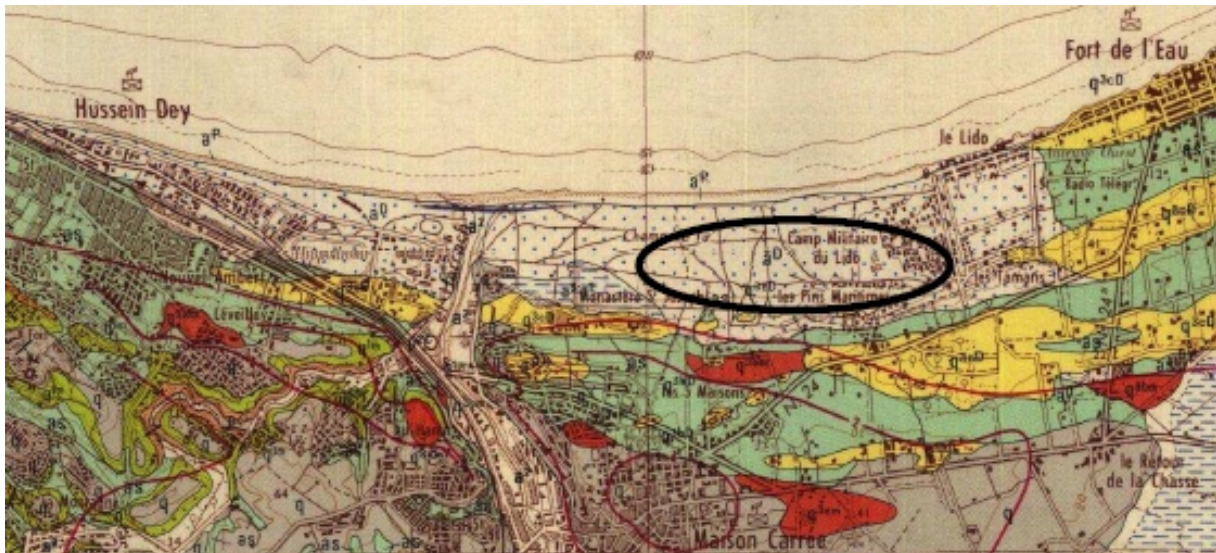
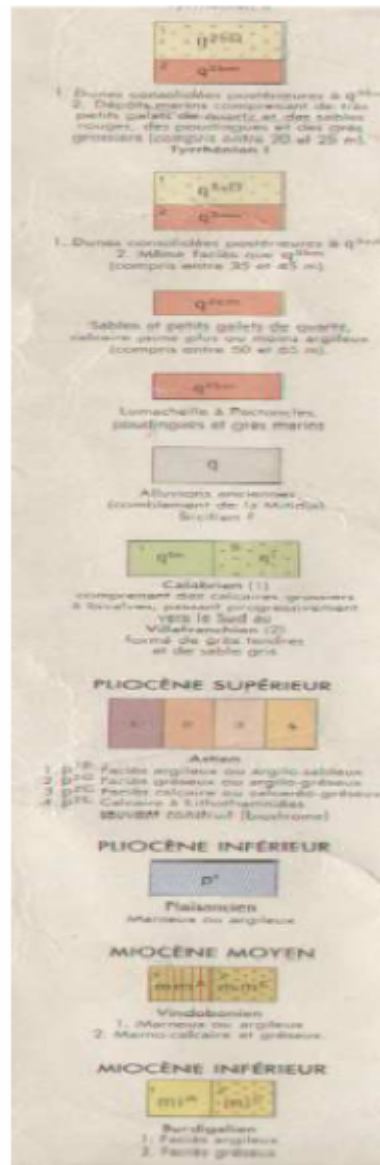
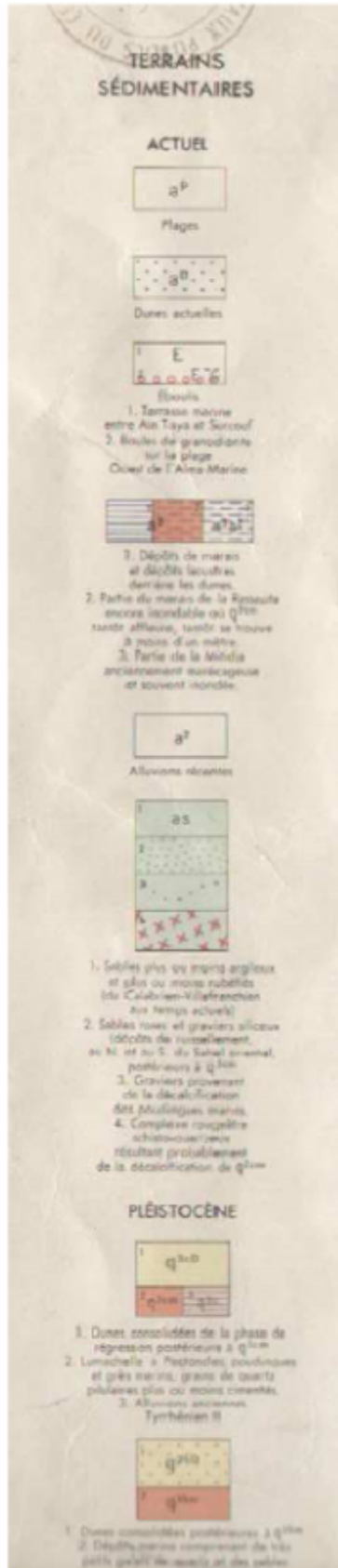


Figure 2. Extrait de la carte géologique D'Alger (A.Aymé, 1964 – 1 / 50 000)

Légende :



#### 4. LOCALISATION DE SITE

Le projet de la grande mosquée est situé dans la localité d'El Mohammadia, dans la wilaya d'Alger. De point de vue topographique, l'assiette du projet présente une légère pente vers le Nord. (Voir figure 3).



Figure 3. Plan de situation du projet de la grande Mosquée D'Alger.

La présente étude montre les résultats des quatre sondages carottés, obtenus au niveau de l'assiette de sol de la salle de prière (Mosquée D'Alger).

La figure 4 montre un profil géologique sud des sondages carottés. A partir des épaisseurs et des propriétés des couches de sol et en utilisant le logiciel SHAKE2000, on calcule les réponses sismiques en champ libre en terme d'accélération, amplification et accélération spectrale en utilisant l'excitation sismique appliquée au substratum rocheux.



Figure 4. Profil géologique sud des sondages.

#### 5. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

La figure 5 montre les réponses sismiques sous forme d'histoire d'accélération, réponse spectrale et spectre d'amplification à la surface libre obtenue pour différents profils de sol excité par le séisme de Boumerdes (station de Keddara, composante E-O).

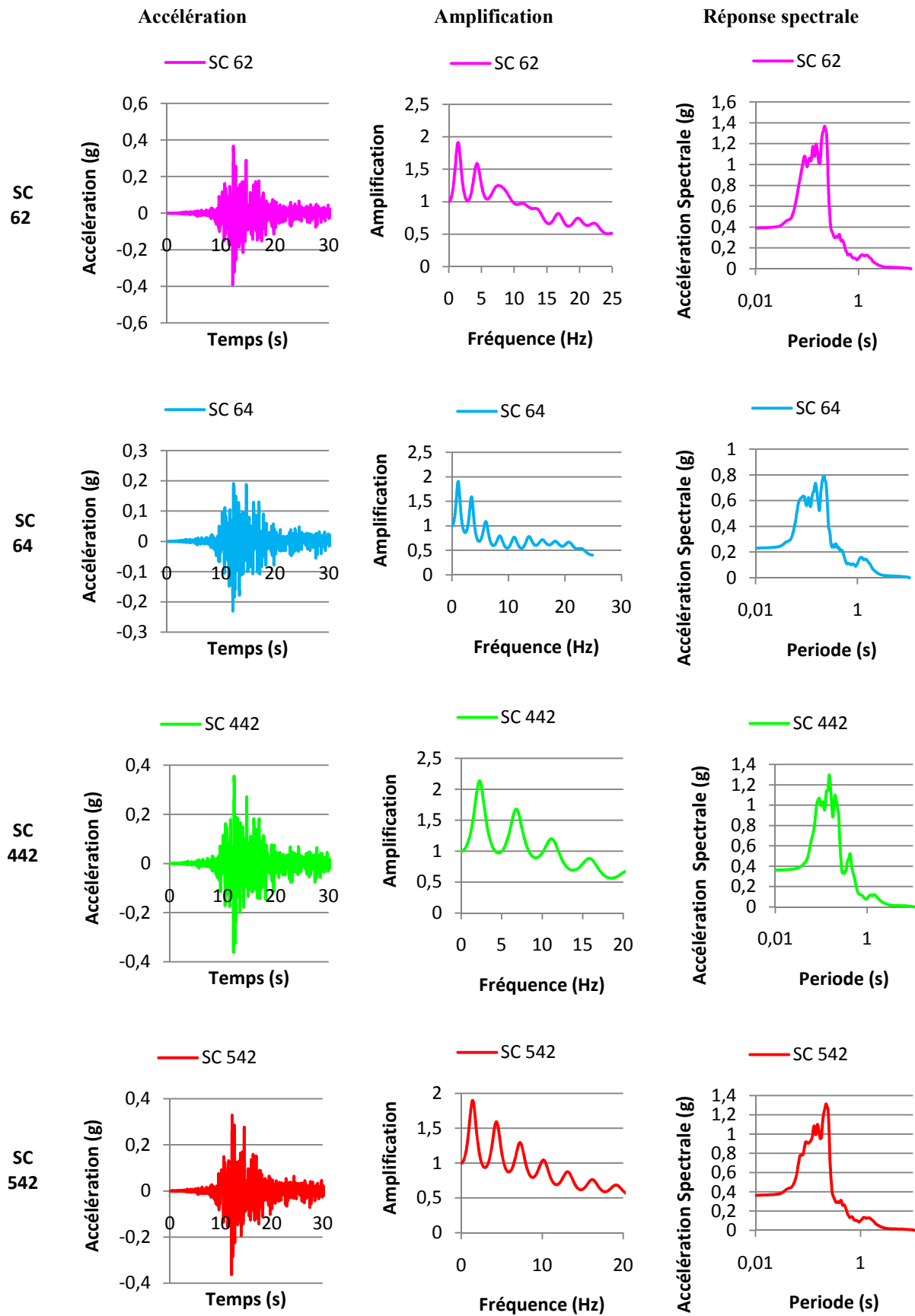


Figure 5. Résultats de l'analyse linéaire équivalente en utilisant le code de calcul SHAKE 2000.



En analysant les courbes d'accélération, d'amplification et de réponses spectrales obtenues dans le profil de sol, on remarque que les amplitudes de l'accélération ne dépassant pas la valeur de 0.4g, les spectres d'amplification atteignent une valeur maximale au voisinage de 2 qui est due à l'alternance des couches de sol mou (sable, argile et alluvion) et les réponses spectrales montrées à la troisième colonne donnent des valeurs de l'ordre de 1.4g pour les trois sondages SC62, SC442 et SC542. Ainsi, on remarque que la réponse spectrale maximale pour le sondage SC64 égale à 0.8g. Cette différence résulte de la variation des couches de sol traversée par les ondes sismiques.

## 6. DÉRIVATION DE SPECTRE DE RÉPONSE SPÉCIFIQUE DE SITE

Les profils de sol étudiés sont constitués essentiellement d'alternance de sables limoneux, argile et alluvion, qui ont engendré un effet amplificateur du mouvement sismique à la surface libre (ce qui a été fait précédemment). Par conséquent, les spectres d'accélération à la surface de site sont calculés à partir des accélérations amplifiées par les différents profils de sol.

Les spectres des réponses de chaque sondage, seront comparés avec le spectre du RPA pris au rocher, c'est-à-dire avec un coefficient  $A=0.35g$  et un site S3. Le choix du site S3 est pris à partir des rapports de sol.

Les spectres des réponses des trois sites, ainsi le spectre de règlement RPA et le nouveau spectre spécifique au site NV lissée [2] ont été réunis dans un même graphe, comme le montre la figure suivante :

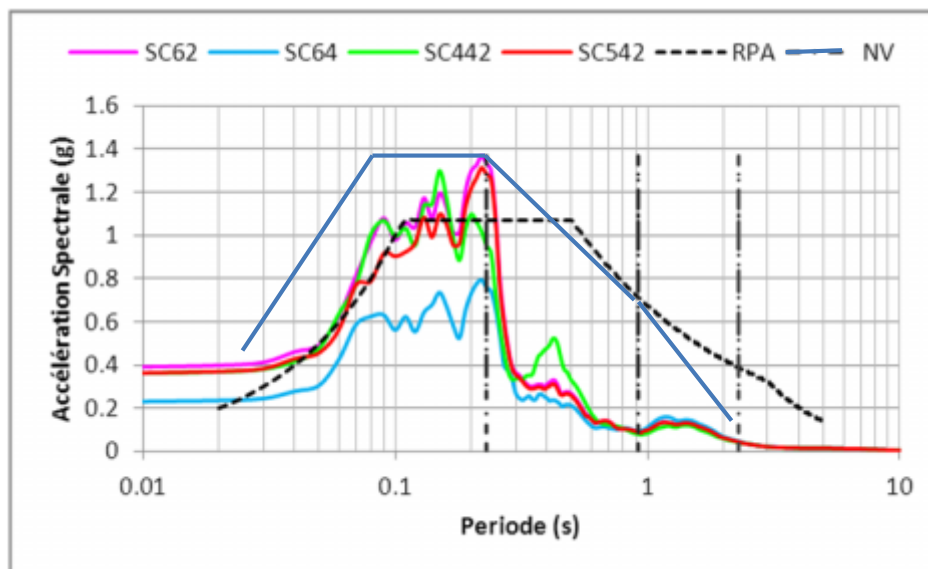


Figure 7. Comparaison des spectres des réponses obtenus par les trois sites avec celui du RPA (règlement algérien)

En analysant ces spectres de réponse (figure 7), on constate une accélération spectrale qui atteint une valeur maximale de 1.4g. Cette valeur dépasse la valeur maximale du palier de spectre de réponse de Règlement Parasismique Algérien ( $S_{a_{max.}}=1.1g$ ), d'où la nécessité de la création d'un spectre de réponse spécifique de site (noté dans notre graphe NV) pour avoir des résultats d'étude plus réalistes.

## 7. CONCLUSION

L'analyse unidimensionnelle par le code SHAKE2000 des courbes d'accélération et des spectres des réponses obtenus, montre que la fréquence fondamentale du sol varie entre 4.38 et 7.14 Hz ( $T= 0.14s$  à  $0.23s$ ), ce qui exige des constructions de plus de deux niveaux pour éviter le phénomène de résonance.

Pour ce qui concerne les résultats de code SHAKE2000, elle vaut la peine de remarquer que ces résultats ne pourraient pas être la bonne limite de la comparaison quand les mouvements forts induisent une grande déformation dans un profil de sol. En tant que ceux choisis pour cette étude. En fait, les résultats des mouvements forts entraînent des grandes déformations liées à la modification de l'état effective de contrainte induite par la pression excessif des pores. Ces dispositifs ne peuvent pas être expliqués par des lois constitutives basées sur la viscoélasticité adoptée dans SHAKE2000. Ces dispositifs rendent les résultats de l'approche plastique (dans le domaine de temps), plus réaliste.

L'utilisation d'un spectre de réponse de règlement parasismique est parfois insuffisante et donne une sous-estimation de la réponse sismique de site, ce qui nécessite une étude approfondie et une dérivation d'un spectre de calcul spécifique de site.

### **Bibliographie**

- [1] Amorosi A, Boldini B (2010), Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. Computers and Geotechnics.
- [2] Clough R, W et Penzien J (2003), Dynamics of structures. Berkeley: Computers and Structures Inc.
- [3] Hashash Y, Phillips C, Groholski D (2010), Recent advances in non-linear site response analysis, Fifth international conference on Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamic. California.
- [4] Idriss I, Sun J, (1992), SHAKE 91: Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits. Center for Geotechnical Modeling Department of Civil Engineering, University of California.
- [5] Kramer, S. L (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- [6] Lysmer J, Kuhlemeyer R L. (1969), Finite dynamic model for infinite media. Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE, 859–877.
- [7] Laouami N, Slimani A, Bouhadad Y, Nour A, Larbes S (2003), Caractérisation du séisme de Boumerdes - analyse sismique des enregistrements obtenus lors du choc principal du 21 mai 2003, Colloque International 11 et 12 Octobre 2003, Alger, Algérie.
- [8] Park D, Hashash Y (2004), Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 2 249-274.

## **6. Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone sismique**

## METHODOLOGIE MODERNE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES PAR L'APPROCHE ORIENTEE OBJET

A.BENANANE<sup>1</sup>, A.OUAZIR<sup>1</sup>, S.BENANANE<sup>1</sup>, M.TITOU<sup>2</sup>, G.MEZOU DJ<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Matériaux et Procédés de Construction– Université de Mostaganem

abdalkaderbenanane@yahoo.fr, abderouazir@yahoo.fr, benanane.sofiane@yahoo.fr, elghazali.maz62@yahoo.fr

<sup>2</sup> Laboratoire de Matériaux et Mécanique des Structures– Université de M' Sila, titoum65@yahoo.fr

### Thème N° 5 : Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone Sismique

#### Résumé

La conception d'objets complexes tels que les bâtiments, les avions, les bateaux, etc... a toujours été organisée en niveaux de conception depuis les phases préliminaires jusqu'aux phases finales. Cependant, cette organisation rencontre beaucoup de difficultés en matière de conception, en raison d'une part, de la séparation entre les études et d'autre part, du caractère séquentiel du cycle de conception actuel. Cette approche ne permet pas notamment d'aboutir à une conception optimale des produits. En conséquence, nous proposons dans cette perspective une nouvelle méthodologie qui consiste en la mise en œuvre d'un système informatique performant et ergonomique dédié à la conception optimale de projets dans un bureau d'études.

**Mots-Clés :** Modélisation, programmation orientée objet, ingénierie simultanée, ingénierie de la connaissance, optimisation, génie logiciel.

#### 1. PROBLEMATIQUE

Dans les années 80, les bureaux d'études sont organisés en différents centres d'activité bien distincts, chacun réalisant une des phases du cycle de conception du produit comme l'illustre la figure 1.

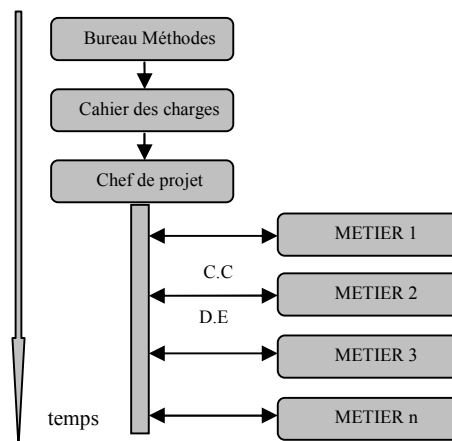


Figure 1. Organisation séquentielle du cycle de conception d'un bâtiment

Bien que cette organisation permette une circulation du flux d'informations clairement défini et facilement maîtrisable, elle présente beaucoup d'inconvénients qui peuvent remettre en cause l'existence même de l'entreprise.



–L'un des principaux défauts de cette organisation est l'effet "goulot d'étranglement" qui peut être engendré à chaque blocage d'un des services de l'entreprise. En effet, si l'un des services est en retard dans la réalisation de sa tâche, c'est l'ensemble du cycle de développement du produit qui est ralenti.

–La deuxième défaillance que présente cette organisation séquentielle est liée au fait que chaque service est dépendant du service situé en amont. Cette situation réduit énormément la marge de créativité des services et peut déboucher sur une impasse surtout pour les services situés en fin du cycle qui doivent satisfaire à la fois les objectifs de tous les autres services et tenir compte des "règles métier" liées à leur propre environnement.

Face à la concurrence de plus en plus forte, les entreprises se sont réorganisées. Elles tendent actuellement à paralléliser leurs activités dans le but d'améliorer les facteurs coût, qualité et délai. C'est dans cette optique que le concept d'ingénierie simultanée (concurrent engineering) a vu le jour et que l'organisation séquentielle devrait être remise en cause [1].

Toutefois, cette nouvelle appréhension du processus de conception de produits ne peut aboutir, à notre avis, sans l'application de plusieurs techniques indissociables à savoir l'ingénierie simultanée, l'ingénierie de la connaissance et le génie logiciel.

## 2. PROPOSITION D'UNE METHODOLOGIE DE RESOLUTION

### 2.1. L'ingénierie simultanée

Selon Dean et Unal [2], l'ingénierie concourante (concurrent engineering) consiste à faire coopérer les bonnes personnes au bon moment afin d'identifier et résoudre les problèmes de conception. Cette approche est basée sur deux idées fondamentales :

–La mise en parallèle des services dont l'objectif est de réduire la perte de temps occasionnée par l'attente d'achèvement d'un dossier par un service pour le démarrage du travail dans le service suivant. Cette nouvelle organisation permet donc à tous les acteurs de commencer leur travail simultanément.

–La mise en place d'équipes pluridisciplinaires pour éviter le cloisonnement des services. Le regroupement de spécialistes des différents services de l'entreprise diminue nettement les risques d'erreurs dans le cycle de développement de nouveaux produits puisque les équipes jouissent d'une vision globale des contraintes et règles à respecter.

Néanmoins, la mise en pratique d'une telle organisation est irréalisable pour la majeure partie des entreprises puisque cette solution conduit à des surcoûts de fonctionnement excessifs notamment à cause de la nécessité d'utiliser du personnel hautement qualifié et expérimenté.

Devant cette réalité, plusieurs auteurs ont proposé des visions plus pragmatiques de l'application de l'ingénierie simultanée. Ce fût le cas de Jagou [3] qui se base sur le schéma de la figure 2 où les différents services sont organisés plutôt en cascade qu'une mise en parallèle directe.

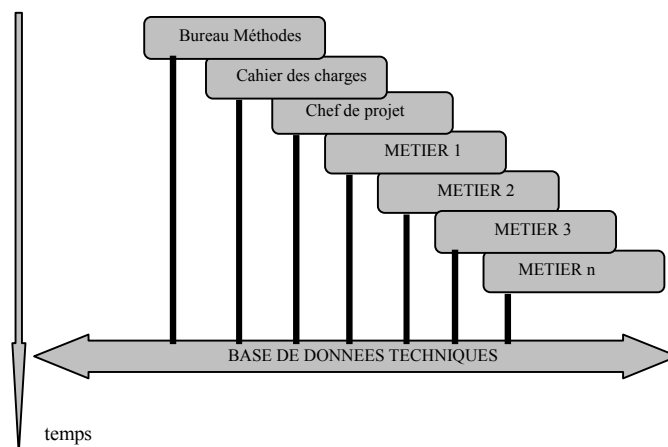


Figure 2. Organisation de type ingénierie simultanée

Toutefois, cette nouvelle organisation n'est pas sans risque. La maîtrise des informations circulant entre les différents centres d'activités est primordiale en ingénierie simultanée. L'entreprise doit donc améliorer son système d'informations pour permettre à chaque membre d'un projet de disposer en temps opportun de toutes les informations fiables qui lui sont utiles pour progresser dans son travail. A partir de ce niveau-là, un autre domaine de recherche dénommé "Ingénierie de la connaissance" vient prendre le relais pour compléter l'enchaînement de l'ingénierie simultanée.

## 2.2. L'ingénierie de la connaissance

La gestion et le contrôle des informations (connaissance) circulant entre les différents centres d'activité est actuellement une des préoccupations majeure de l'entreprise contrairement à l'organisation linéaire qui n'impose que la maîtrise de leur transfert.

L'emploi de solutions dites intégrées n'a apporté qu'une solution partielle au problème de partage de l'information [4]. En effet, le regroupement des fonctionnalités des outils de chaque service de l'entreprise dans un même logiciel (SBC : système à base de connaissances) est une approche intéressante du point de vue de la compatibilité des données mais en règle générale, ces outils ne prennent pas en compte la globalité des informations à traiter et sont cloisonnés à un domaine particulier du cycle de développement d'un produit. En outre, ces outils ne disposent pas de fonctionnalités permettant de connaître, à tout instant, le détenteur de l'information et l'état d'avancement du projet.

Pour assurer ces dernières fonctions, de nouveaux outils sont alors apparus sur le marché : les Systèmes de Gestion de Données Techniques "SGDT"[5]. Ces systèmes sécurisent le transfert d'informations et facilitent la mise à jour des données partagées mais ne permettent pas une vérification de la cohérence des solutions.

Malgré cet énorme avantage, ces outils n'apportent qu'une solution partielle à la réduction des risques liés à l'utilisation du concept de l'ingénierie simultanée. En fait, ils n'offrent pas de fonction permettant de garantir la «faisabilité» d'un produit tout au long de son cycle de développement (ici cycle de conception).

Depuis quelques années seulement, un nouveau produit informatique a fait son apparition sur le marché des logiciels. Il s'agit des Systèmes de Gestion des Connaissances Techniques [6]. Plusieurs techniques de représentation de connaissances ainsi que des mécanismes de raisonnement associés ont été développés dans de nombreux travaux de recherche (réseaux sémantiques, graphes conceptuels, représentation à base de frames, modèles orientés objet). Chacune de ces techniques a apporté des contributions intéressantes dans le domaine de la représentation des connaissances tout en présentant quelques insuffisances liées notamment au couplage entre la puissance de représentation des connaissances et les impératifs d'implémentation (modélisation / opérationnalisation).

## 2.3. Le génie logiciel

Nous constatons finalement que chacune des méthodologies issues que ce soit, du domaine de l'ingénierie des connaissances (génie cognitif) ou du génie logiciel, ne peut satisfaire nos besoins. Cette raison nous a donc conduit à développer un nouveau formalisme de modélisation mieux adapté à notre problématique. En conséquence, la plate-forme dite « multi-métiers » associant à la fois les qualités des systèmes à base de connaissances et des systèmes orientés objet, permet non seulement de résoudre les problèmes liés à la persistance des modèles à bases de connaissances mais aussi de les rendre évolutifs à chaque instant. En définitive, compte tenu du caractère "multi métiers" du processus de conception, il apparaît difficile d'adopter un formalisme unique pour les algorithmes des différents centres d'activité intervenant dans l'élaboration d'un même projet. Toutefois, la méthodologie originale que nous proposons permet de représenter fidèlement le cycle réel de la conception "multi métiers" par le biais d'un traitement spécial des connaissances de chaque classe issue de la modélisation conceptuelle. Par ce formalisme puissant, le modèle opérationnel se confond avec le modèle conceptuel. En effet, un processus interactif d'extractions et de réintroductions de connaissances à partir d'une modélisation initiale du système permet de régénérer de nouvelles connaissances à l'intérieur des classes. Cette approche permet de rendre le système évolutif à chaque instant. Des concepts de type "test" ou "point de vue" permettent d'arrêter en temps opportun le mécanisme d'itération qui se déclenche automatiquement. Ensuite, des passerelles appropriées assurent interactivement le transfert de ces connaissances acquises entre les différentes

classes du modèle, ce qui permet d'aboutir à un nouveau modèle intégrant cette fois-ci le caractère multi-métiers puisqu'il tient compte des connaissances de l'ensemble des classes du système. Par l'intermédiaire de cette technique, la cohérence du modèle est parfaitement assurée à chaque instant. Enfin, un système de filtrage permet de contrôler à chaque étape la "faisabilité" des modèles obtenus et de sélectionner celui qui répond le mieux à tous les points de vue au sens de certains critères. En outre, un choix judicieux de la nature des classes "concept métier" et de la spécificité de leurs attributs ainsi que des procédures de traitement adaptées nous ont permis de contourner les problèmes liés au couplage (puissance de représentation des connaissances/impératifs d'implémentation) rencontrés dans la plupart des systèmes à base de connaissances existants dans la littérature.

### 3. LE PROJET " MULTI-METIER "

La plate-forme "Multi Métier" un cadre générique permettant de développer des applications d'optimisation de produits, à partir de paramètres appartenant à des "métiers" différents intervenant dans la conception de ce produit. Cette plate-forme de logiciels permet non seulement de résoudre le problème de traitement et de transfert des connaissances mais également de faire évoluer les outils propres à chaque métier de manière autonome, en particulier les boucles et algorithmes d'optimisation, en considérant le "Multi métier" comme un métier particulier.

Le formalisme de cette méthodologie est représenté par la figure 3 suivante :

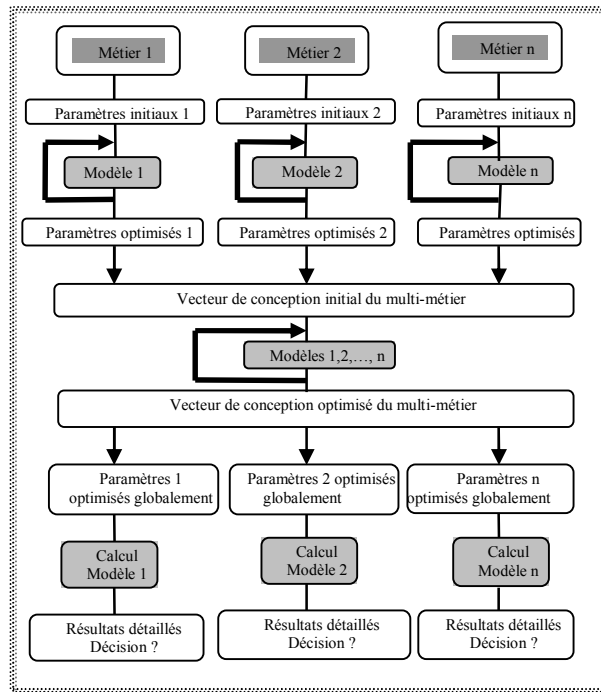


Figure 3. Modélisation du "Multi-métier"

### 3.1. Étapes d'élaboration d'une application

#### 3.1.1. Choix du contexte

Par "contexte", on entend l'ensemble des choix préalables à l'optimisation, regroupant les paramètres qui ne varieront pas. Par exemple, la topologie du bâtiment (produit) est fixée, les matériaux sont connus, etc....

#### 3.1.2. Construction des fonctions objectifs et des contraintes d'optimisation

On pourra définir des fonctions objectifs par métier, conduisant chacune à autant de boucles d'optimisation. Pour les fonctions objectifs du "multi métier", la seule obligation est qu'elles doivent faire appel aux mêmes paramètres que les fonctions objectifs des métiers concernés. Les contraintes seront énoncées par métier, conduisant à la définition de l'espace des solutions à rejeter par les algorithmes. Il s'agira la plupart du temps de contraintes inégalités de type seuil, la cohérence physique étant assurée par l'utilisation d'un modèle « éprouvé ».

### 3.1.3. Identification des algorithmes utilisables

Les algorithmes d'optimisation dépendent de la fonction objectif choisie, ainsi que des contraintes de conception. Dans tous les cas, il s'agit de minimisation sous contraintes (règlementation et normes en vigueur). Actuellement, deux catégories d'algorithmes sont implémentés :

- un algorithme de Monte-Carlo "pur", basé sur un tirage au sort d'un jeu de paramètres, suivi d'un repositionnement au point correspondant à la fonction objectif minimale, puis d'un nouveau tirage, etc. ...Il se peut que le nouveau minimum soit supérieur au minimum de l'itération précédente, dans ce cas on procède à une "reprise" de tirage. Les contraintes sont satisfaites par simple filtrage des solutions obtenues. L'avantage est la grande robustesse de cet algorithme, qui s'accommode de n'importe quelle forme de fonction objectif et permet de prendre en compte les contraintes facilement ; l'inconvénient est le nombre de calculs élevé et parfois l'impossibilité d'atteindre le minimum absolu (on ne peut que s'en approcher).
- un algorithme de Levenberg-Marquardt qui permet de tendre vers le minimum absolu, mais qui nécessite une fonction objectif de type "moindres carrés" et dont la prise en compte des contraintes par pénalisation est plus délicate.

Ces algorithmes peuvent manipuler des paramètres continus tels que le diamètre d'une barre de section circulaire, ou des paramètres discrets tels que la hauteur d'un profilé de type commercial.

## 4. IMPLEMENTATION NUMERIQUE

L'application présentée concerne la construction métallique, dont on recherche une optimisation rassemblant les points de vue de trois métiers : le bureau d'études « Structures métalliques », le Bureau d'Etudes « Géotechnique » et le Bureau d'Etudes « Béton armé ». Nous présentons ci-dessous les choix retenus pour la version actuelle de la plate-forme « OptiMétal » qui est conçue à partir de la figure 4 ci-dessous.

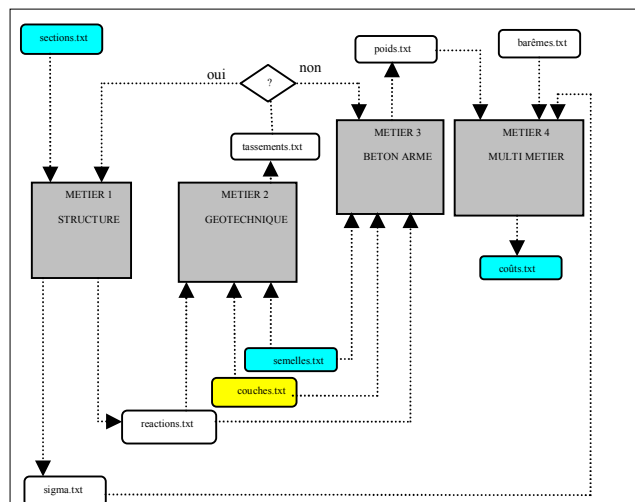


Figure 4. Modélisation de la plate-forme "Optimétal"

Les pointillés montrent les relations entre les fichiers de connaissances acquises par le système et les logiciels correspondant à chacun des métiers.

A partir de la connaissance des caractéristiques de sections de barres et de semelles issues du vecteur des paramètres de conception (tirage de Monte-Carlo), le logiciel de structure évalue les actions de contact et les contraintes maximales dans la structure (figure 5). Les actions de contact sont alors utilisées par le logiciel de calcul des tassements (figure 6). La boucle d'interaction sol-structure se poursuit jusqu'au test d'arrêt ; le logiciel de calcul de béton armé (figure 7)évalue alors les poids d'acier de ferrailage et de béton des fondations, à partir de *couches.txt*, *semelles.txt* et de *reactions.txt* (dernière valeur de la boucle d'interaction). Ensuite, le logiciel du Multi-métier évalue le montant de la construction pour le jeu de paramètres de conception considéré. Enfin, La boucle d'optimisation se poursuit jusqu'à la satisfaction des critères d'évaluation (critère de satisfaction Monte-carlo).

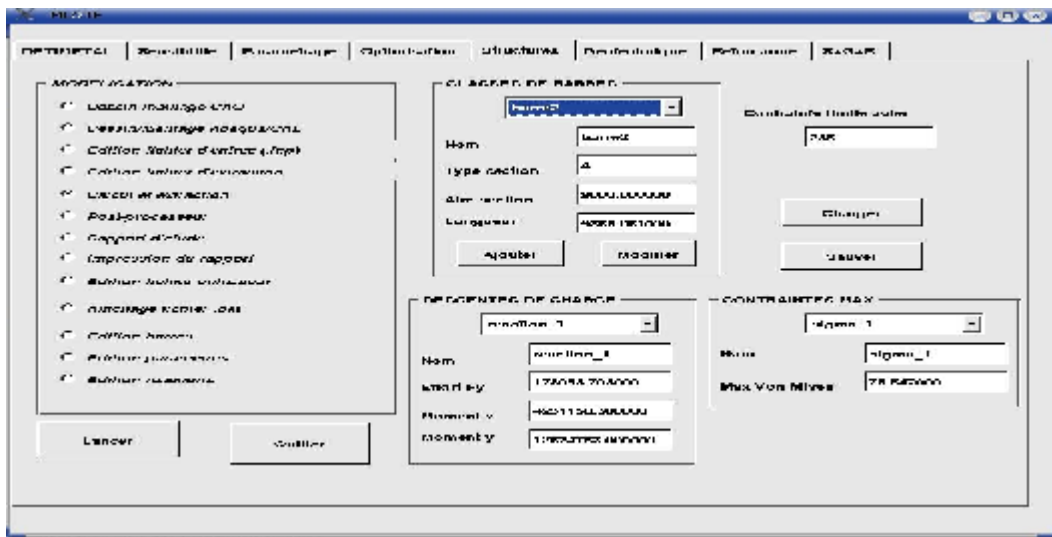


Figure 5. Interface graphique du métier "Structures"

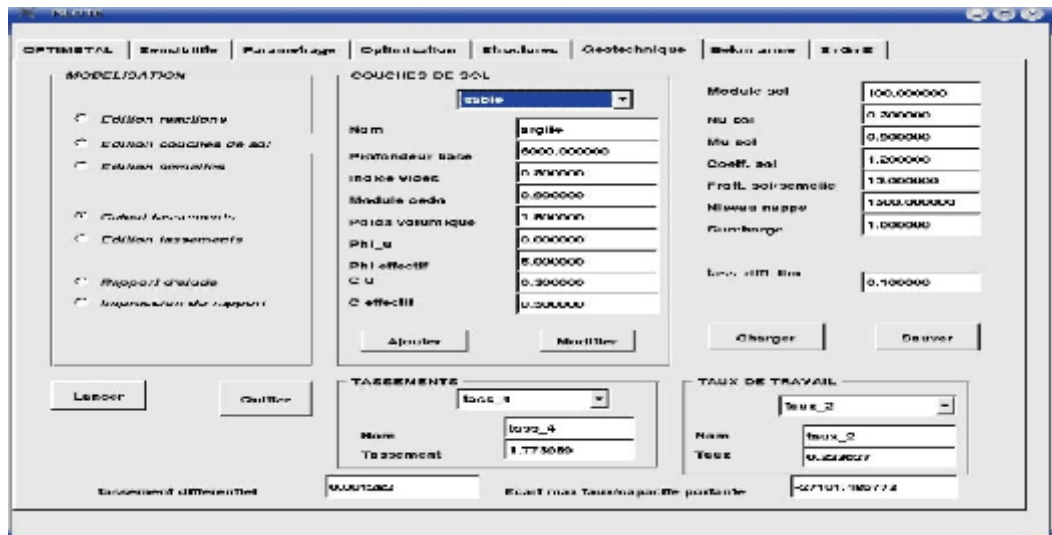


Figure 6. Interface graphique du métier "Géotechnique"

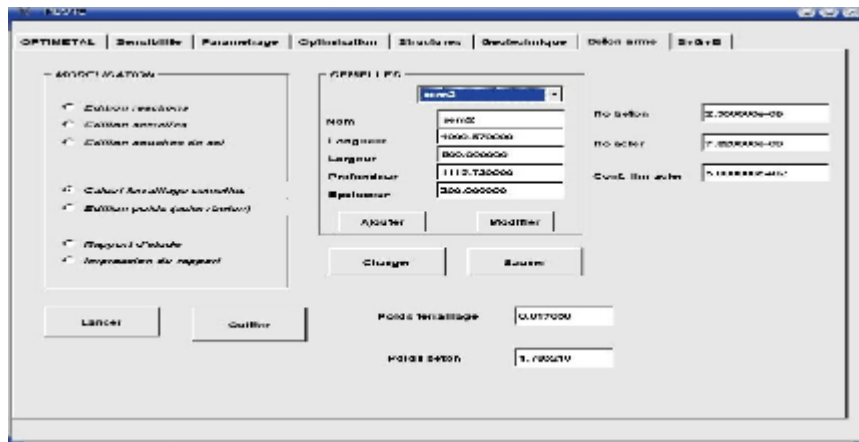


Figure 7. Interface graphique du métier "Béton armé"

## 5. APPORT DE LA METHODOLOGIE

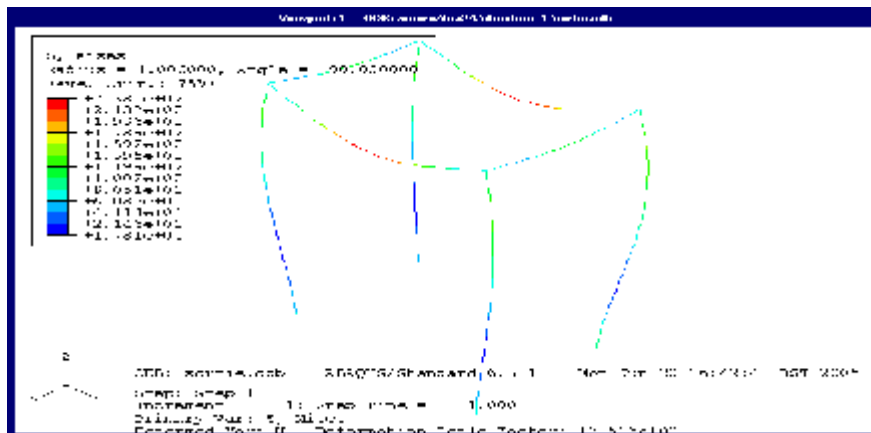


Figure 8. Structure 3D avec sections circulaires

Pour montrer l'intérêt de la méthodologie proposée, nous avons adopté la démarche qui consiste à évaluer la même structure par deux méthodes différentes :

- la première suivant l'approche classique c'est-à-dire celle qui correspond à une organisation séquentielle du cycle de conception (il s'agit d'optimisation classique ou mono-métier).
- la deuxième avec l'outil que nous avons mis en œuvre et qui correspond à une nouvelle organisation de type ingénierie simultanée (il s'agit d'optimisation multi-métier).

Dans la première approche, nous optimisons d'abord chaque métier séparément, ensuite nous évaluons la construction dans sa globalité. Nous avons arrêté, pour une structure tridimensionnelle simple avec des paramètres de conception de type continu, le processus d'optimisation après 7 calculs de 2 itérations chacun car nous estimons que la convergence est suffisante étant donné que les contraintes Von Mises et l'écart minimum se stabilisent à des valeurs jugées admissibles (au total, il y a eu 126 tirages de Monte-Carlo).

Par contre, dans la deuxième approche, le système informatique proposé évaluera, directement et globalement la construction. Il faut noter que chaque itération de Monte-Carlo a nécessité  $3^4=81$  tirages (soit 243 calculs au total pour cette structure).L'analyse des deux méthodes donne le tableau de synthèse suivant :

**Tableau 1.** Etude comparative des deux méthodologies

|                       | STRUCTURE                          |                                    | FONDATIONS    |              |                 | COÛT TOTAL |
|-----------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------|--------------|-----------------|------------|
|                       | Section Poteaux (mm <sup>2</sup> ) | Section Poutres (mm <sup>2</sup> ) | Longueur (mm) | Largeur (mm) | Profondeur (mm) | (euros)    |
| Approche classique    | 350.00                             | 300.00                             | 1000.00       | 500.00       | 2000.00         | 1498.50    |
| Approche Multi-Métier | 464.64                             | 181.96                             | 742.5         | 352.4        | 2000.00         | 846.21     |

L'apport de cette méthodologie peut être représenté par le rapport des coûts engendrés par chacune des deux alternatives.

$$R = \frac{846.21}{1498.50} = 0.5647 \quad \text{soit approximativement un gain de 43\%}$$

## CONCLUSION

Il apparaît donc que cette approche est très prometteuse et doit être affinée par un certain nombre de mesures avant la validation des résultats obtenus. En effet, par souci d'objectivité, l'ordre de grandeur du gain de coût constaté sur cet échantillon ne peut faire l'objet d'une généralisation pour la simple raison que notre outil est à sa première version et il n'intègre donc pas toutes les contraintes d'optimisation liées aux Eurocodes en matière de calcul de résistance, de stabilité et de dimensionnement des constructions.

En phase finale de version, un vaste programme de simulations numériques sur différentes typologies peut permettre d'élaborer des règles "métier" qui serviront à diriger, en phase précoce, les concepteurs vers des solutions globales optimisées.

Ce travail de recherche ouvre des perspectives plus larges puisqu'il s'inscrit à l'interface de quatre types de préoccupations scientifiques à savoir : la conception de systèmes d'aide à la décision (systèmes experts), la modélisation et la gestion des systèmes complexes (ingénierie de la connaissance), les systèmes multi-agents ou multi-métiers (ingénierie simultanée) et, enfin l'optimisation multicritère. Il ouvre donc une perspective intéressante à tous les domaines liés au Multi-métier tels que l'aéronautique, l'aéronavale, l'automobile, etc.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Proulx, D.(1992), L'ingénierie simultanée : la voie future dans la mise au point de nouveaux produits, Colloque Techindustrie 92, Fédération de l'automatisation du Québec, Canada.
- [2] Dean E.B., Unal R.(2001), Elements of designing for cost, AIAA'92 Aerospace design Conference, Irvine CA.
- [3] Jagou P.(2007), Concurrent Engineering: La maîtrise des coûts, des délais et de la qualité, édition Hermès, Paris, France.
- [4] Eisenstadt M.(2005), Review of the KSSO/NEXTRA Knowledge Acquisition Tool for the VITAL Project, HCRL Technical Report.
- [5] Aussenac-Gilles N., Krivine J.P. and Sallantin J.(2002), L'acquisition des connaissances pour les systèmes à base de connaissances, Editorial de la revue Intelligence Artificielle, 6(1-2), pp. 7-18.
- [6] Duizabo S., Guillaume N.(2006), Les modes du transfert de connaissances dans les entreprises, les cahiers du GRES, n° 9602, Université Paris Dauphine, France.

## CONCEPTION MODERNE DES STRUCTURES SPATIALES DU GENIE CIVIL PAR L'APPROCHE DES ALGORITHMES GENETIQUES

S. BENANANE<sup>1</sup>, D. KERDAL<sup>2</sup>, A. BENANANE<sup>1</sup>, A. OUAZIR<sup>1</sup>, M. TITOU<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Matériaux et Procédés de Construction – Université de Mostaganem  
benanane.sofiane@yahoo.fr, abdelkaderbenanane@yahoo.fr, abderouazir@yahoo.fr

<sup>2</sup> Laboratoire de Matériaux et Conception des Structures – Université USTO, djkerdal@yahoo.fr

<sup>3</sup> Laboratoire de Matériaux et Mécanique des Structures – Université de M' Sila, titoum65@yahoo.fr

### Thème N° 5 : Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone Sismique

#### Résumé

La conception assistée par ordinateur se concrétise de nos jours par le développement important d'outils de calcul informatique. Ces codes de calcul sont souvent destinés à une phase de conception avancée des projets. En revanche, il n'existe à notre connaissance que très peu d'outils d'aide à la conception en phase d'avant-projet. En effet, dans le cycle de vie d'un projet de construction, la phase de conception est souvent le lieu de situations contradictoires puisque différents traitements techniques devraient avoir lieu pour vérifier la faisabilité des ouvrages au regard des contraintes structurelles, de voisinage, de mise en œuvre, etc... Dans ce travail, nous proposons une méthodologie de résolution du problème de la conception globale d'une structure métallique simple basée sur l'approche des Algorithmes Génétiques. Le but recherché est de minimiser le coût global de réalisation. En conclusion, L'objectif final de cette recherche est l'élaboration d'un outil informatique basé sur l'approche des Algorithmes Génétiques qui pourrait aider les Ingénieurs des bureaux d'études, à prendre les décisions adéquates dès la phase de conception d'avant-projet pour minimiser au mieux le coût des projets.

**Mots-Clés :** Conception multicritère, programmation numérique, conception assistée par ordinateur, algorithmes génétiques, Conception Optimale.

#### 1. INTRODUCTION

L'approche traditionnelle d'optimisation des structures métalliques est basée sur la minimisation du poids de la structure. Cependant, les assemblages dépassent rarement les 5 % du poids total d'une ossature. Ce faible pourcentage cache en réalité un coût élevé pouvant aller jusqu'à 30 % du coût total de fabrication de la structure [1]. En effet, le prix d'une ossature est constitué majoritairement par le coût de la main d'œuvre qui dépend essentiellement de la complexité des assemblages. Une définition optimisée de la structure, effectuée à la base du seul critère poids, peut donc donner lieu à des dispositions constructives loin d'être optimales en termes de coût de réalisation.

D'autre part, la modélisation des assemblages peut affecter, de manière sensible, la répartition des efforts intérieurs dans la structure et également les efforts à reprendre au niveau des fondations. C'est la raison pour laquelle l'Eurocode 3 permet maintenant l'utilisation et la justification des assemblages semi-rigides. Naturellement, l'objectif est de se rapprocher, le plus possible, du comportement réel des assemblages. La prise en compte du comportement des nœuds lors de l'analyse globale est un aspect novateur mais prometteur. Les mérites économiques de cette approche ont fait l'objet de diverses analyses comparatives [2]. Sa mise en œuvre se trouve largement facilitée par les logiciels d'analyse appropriés déjà disponibles sur le marché [3] et les divers aides au calcul, permettant de caractériser les nœuds [4].

Pour cela nous avons élaboré une méthodologie d'optimisation basée sur la minimisation du coût global de réalisation de la structure. Ce coût intègre les coûts matière, fabrication et montage de la superstructure métallique ainsi que les coûts matière et réalisation des systèmes de fondation. Cette approche d'optimisation globale, basée sur l'application des Algorithmes Génétiques, tient compte en plus des caractéristiques dimensionnelles des éléments, de la nature des appuis et de la conception des assemblages.



## **2. LES METHODES DE CONCEPTION OPTIMALES**

Il existe de nombreuses méthodes qui permettent de résoudre un problème d'optimisation. Ces méthodes peuvent se scinder en deux groupes :

- les méthodes dites déterministes.
- les méthodes stochastiques ou dites non-déterministes

Les méthodes déterministes, comme celle du gradient, sont propices à une recherche d'optimum local mais ne permettent pas de sortir du puits pour rechercher un optimum global.

Les méthodes non-déterministes, comme celle de Monte-Carlo, permettent d'éviter une convergence vers un optimum local. Cependant, elles ne permettent pas une recherche locale efficace. De surcroît, la plupart de ces méthodes ne permettent pas une optimisation de problèmes dépendant de variables discrètes.

De ce fait, les algorithmes génétiques offrent de nombreux avantages par rapport aux méthodes classiques d'optimisation.

## **3. DE LA BIOLOGIE VERS L'INTELLIGENCE ARTIFICIELLE**

On peut faire un rapide parallèle entre les éléments de la biologie et les éléments utiles aux algorithmes génétiques.

**Tableau 1.** Adéquation: Biologie/Intelligence artificielle

| <b>BIOLOGIE</b> | <b>ALGORITHMES GENETIQUES</b> |
|-----------------|-------------------------------|
| Chromosome      | Solution potentielle          |
| Adaptation      | Fitness (valeur heuristique)  |
| Reproduction    | Combinaison de deux solutions |
| Mutation        | Remplacement par un voisin    |

## **4. PRESENTATION DU PROBLEME DE CONCEPTION PAR LES ALGORITHMES GENETIQUES**

Les algorithmes génétiques sont des algorithmes de recherche inspirés des mécanismes de l'évolution naturelle des êtres vivants et de la génétique.

Un tel algorithme ne nécessite aucune connaissance du problème : on peut représenter celui-ci par une boîte noire comportant des entrées (les variables) et des sorties (les fonctions objectif). L'algorithme ne fait que manipuler les entrées, lire les sorties, manipuler à nouveau les entrées de façon à améliorer les sorties, etc. [5]. C'est ainsi qu'ont procédé les éleveurs pendant des millénaires : ils ont réussi à modifier, selon leurs désirs, de nombreuses espèces animales sans connaissance en génétique ou biologie moléculaire.

Les algorithmes évolutionnaires constituent une approche originale : il ne s'agit pas de trouver une solution analytique exacte, ou une bonne approximation numérique, mais de trouver des solutions satisfaisant au mieux à différents critères, souvent contradictoires. S'ils ne permettent pas de trouver à coup sûr la solution optimale de l'espace de recherche, du moins peut-on constater que les solutions fournies sont généralement meilleures que celles obtenues par des méthodes plus classiques, pour un même temps de calcul.

Il y a lieu de rappeler que trois types d'algorithmes évolutionnaires ont été développés isolément et à peu près simultanément par différents scientifiques : la programmation évolutionniste [6], les stratégies d'évolution [7] et les algorithmes génétiques [8].

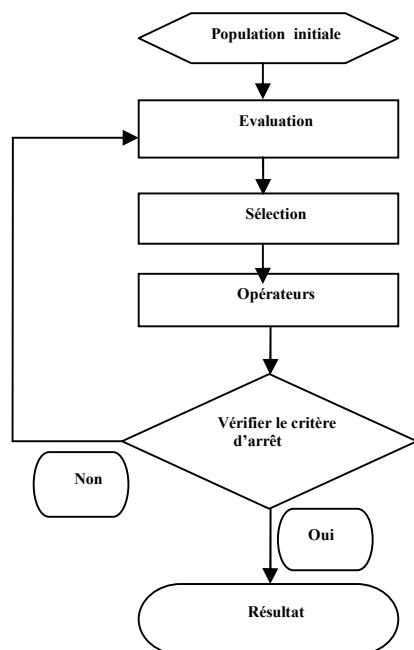


Figure 1. Présentation d'un organigramme basé sur les algorithmes génétiques

## 5. ROLE ET PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES ALGORITHMES GENETIQUES

Les algorithmes génétiques possèdent trois (03) avantages par rapport aux méthodes citées précédemment:

-L'optimisation de structures complexes ou composites comportant de nombreux optima locaux, les algorithmes génétiques peuvent sortir de ces optima locaux afin de converger vers un optimum global.

-Les algorithmes génétiques ne donnent pas une solution unique. En effet, une famille de solutions est obtenue, ce qui permet d'atteindre plusieurs optima.

Cette particularité a pour conséquence de conduire à une optimisation riche en solutions potentielles. Elle permet également d'intégrer des contraintes en post-traitement qui ne peuvent pas être prises en compte directement dans l'algorithme génétique.

-Les algorithmes génétiques permettent aussi bien l'optimisation de problèmes dépendant de variables discrètes que de variables continues.

Néanmoins, les algorithmes génétiques recherchant le ou les extrema d'une fonction définie sur un espace de données, il faut disposer, pour pouvoir utiliser cette technique, des cinq éléments suivants :

-Un principe de codage de l'élément de population. Cette étape associe à chacun des points de l'espace d'état une structure de données. Elle se place généralement après une phase de modélisation mathématique du problème traité. Le choix du codage des données conditionne le succès des algorithmes génétiques. Les codages binaires ont été très employés à l'origine. Les codages réels sont désormais largement utilisés, notamment dans les domaines applicatifs, pour l'optimisation de problèmes à variables continues.

-Un mécanisme de génération de la population initiale. Ce mécanisme doit être capable de produire une population d'individus non homogène qui servira de base pour les générations futures. Le choix de la population initiale est important car il peut rendre plus ou moins rapide la convergence vers l'optimum global. Dans le cas où l'on ne connaît rien du problème à résoudre, il est essentiel que la population initiale soit répartie sur tout le domaine de recherche.

- Une fonction à optimiser. Celle-ci prend ses valeurs dans  $R^+$  et est appelée fitness ou fonction d'évaluation de l'individu. Celle-ci est utilisée pour sélectionner et reproduire les meilleurs individus de la population.
- Des opérateurs permettant de diversifier la population au cours des générations et d'explorer l'espace d'état. L'opérateur de croisement recompose les gènes d'individus existant dans la population, l'opérateur de mutation a pour but de garantir l'exploration de l'espace d'état.
- Des paramètres de dimensionnement : taille de la population, nombre total de générations ou critère d'arrêt, probabilités d'application des opérateurs de croisement et de mutation.

## 6. FORMULATION DU PROBLEME DE CONCEPTION PAR LES ALGORITHMES GENETIQUES

Le problème de la conception globale des structures métalliques peut, à notre avis, être posé globalement comme un problème d'optimisation consistant à minimiser l'objectif ou le critère du coût global (CG) de la structure en respectant des conditions ou contraintes.

Le CG est une fonction d'un certain nombre de variables telles que les trois variables : I, Xa et Xn comme on va l'expliquer de façon explicite dans les sections suivantes.

Ainsi, on peut formuler implicitement le problème d'optimisation de la façon suivante :

$$\text{Min CG (I, Xa, Xn)} \quad (1)$$

où :

CG : le coût global de production de la structure,

I : vecteur des caractéristiques dimensionnelles des barres (sections, longueurs des barres,...),

Xa : vecteur nature des appuis c'est-à-dire les liaisons de la structure avec le milieu extérieur,

Xn : vecteur nature des nœuds (liaisons internes).

Le critère, que nous retenons pour la résolution du problème de la conception globale des structures métalliques, est unique, il s'agit de minimiser le coût global de la structure. Ce coût est composé des deux entités suivantes :

- le coût de réalisation de la superstructure métallique.
- le coût de réalisation des massifs de fondations.

Ces deux coûts ne sont pas élémentaires puisqu'ils sont, eux mêmes, composés de plusieurs coûts.

Par conséquent, le coût global (CG) d'une construction métallique (superstructure et fondations) peut alors s'écrire:

$$(CG) = (CS) + (CF) \quad (2)$$

où:

CS : coût de la superstructure en acier,

CF : coût des fondations en béton armé.

Le coût (CS) est lui-même composé des coûts suivants :

$$(CS) = (\text{Mat}) + (\text{Fab}) + (\text{Mon}) \quad (3)$$

Mat : coût des matériaux des profils et assemblages,

Fab : coût de la fabrication en atelier,

Mon: coût de montage des différents éléments sur site.

Par contre, le coût (CF) est composé des deux entités élémentaires suivantes :

$$(CF) = (\text{Ter}) + (\text{PrF}) \quad (4)$$

Ter : coût des terrassements.

PrF : coût de production des fondations. Il intègre les coûts des matériaux et les coûts d'exécution.



convergera rapidement vers cet individu. La sélection doit donc s'intéresser aux meilleurs individus tout en acceptant certains individus de moins bonne qualité.

Plusieurs formes de sélection sont possibles, les plus connues sont :

- sélection linéaire par rapport au rang,
- sélection uniforme par rapport au rang,
- sélection proportionnelle,
- sélection par la méthode élitiste,
- sélection proportionnelle à reste stochastique,
- sélection stochastique universelle,
- sélection par tournoi.

Naturellement, chacune d'elles présente des avantages et des inconvénients que nous ne pouvons énumérer dans ce paragraphe.

### 8.2. Opérateur de croisement (cross-over)

Trois procédures de croisement ont été testées sur ce problème et peuvent être représentées à la figure 3 ci-dessous :

- Croisement à un point : tous les éléments se trouvant avant une position choisie aléatoirement sont copiés du premier parent et le reste est copié du second parent.
- Croisement à deux points : deux positions sont sélectionnées aléatoirement. Les éléments se trouvant à l'intérieur de ses positions sont copiés du premier parent et les autres éléments sont copiés du second parent.
- Croisement uniforme : chaque élément est copié d'une façon aléatoire soit du premier parent, soit du second parent.

Toutefois, les résultats obtenus des tests effectués sur ces trois procédures ont montré que le croisement à un point donne les meilleurs résultats.

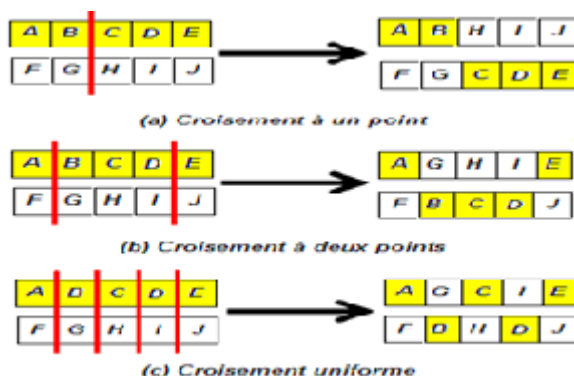
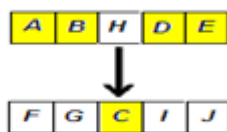


Figure 3. Opérateur de croisement

### 8.3. Opérateur de mutation

Permet à la nouvelle solution de subir une mutation génétique avec une certaine probabilité  $p_m$ . La mutation permet un léger changement de la solution et maintient la diversité des solutions. Cette procédure diminue la possibilité de convergence prématurée à un optimum local.



**Figure 4.** Opérateur de mutation

## CONCLUSION

Nos recherches sont en cours de réalisation notamment les études de cas qui nécessitent beaucoup de développements logiciels (programmation). Néanmoins, nous pensons aboutir dans un proche avenir à des solutions rationnelles et faisables. De cette manière, nous confirmerons que les algorithmes génétiques peuvent appréhender plus facilement les problèmes considérés comme difficiles ou nécessitant un temps de calcul important avec une approche algorithmique classique. Il est aussi aisé de montrer que les algorithmes génétiques améliorent la rapidité de résolution et permettent absolument une résolution qui n'aurait pas été possible autrement, vu la complexité des données des problèmes physiques ou réels.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Hamchaoui, M. (1997), Conception économique des assemblages en construction métallique. Thèse de doctorat, Université de Savoie, France.
- [2] Colson A., Hottier J.M. and Moricet A. (1996), Modèle simplifié des assemblages semi-rigides. Analyse économique comparative. Revue de la Construction Métallique, Vol.4, pp.55-67.
- [3] Galea Y., Bureau A. (1998), PEPMicro - Analyse plastique au second ordre des structures planes à barres. Manuel d'utilisation, CTICM, France.
- [4] Jaspart J.P. (1994), Steel moment connections according to Eurocode3, simple design aids for rigid and semi-rigid joints. In: COST C1. Proceedings of the second state of the art workshop, Prague, pp.159-167.
- [5] Whitley R., Darrell W. (1995), Genetic Algorithms in Engineering and Computer Science, chapter modeling hybrid genetic algorithms, pp. 191–201.
- [6] Fogel G. (1966), Evolutionary computation, IEEE Press, pp.26-34.
- [7] Rechenberg I.(1971), Evolutions strategie: Optimierung technischer systeme und prinzipien der biologischen evolution. PhD thesis, Frommann-Holzboog, Stuttgart.
- [8] Holland J.H. (1975), Adaptation in natural and artificial systems: An introductory analysis with applications to Biology, control, and artificial intelligence. Ann Arbor, MI: University of Michigan Press.

# CONTROLE NON DESTRUCTIF DE PROPAGATION DE FISSURES PAR UN CAPTEUR A COURANT DE FAUCOULT EN MODE DIFFERENTIEL POUR L'INSPECTION DES STRUCTURES EN CHARPENTE METALLIQUE APRES LE DEGAT SISMIQUE

S. HARZALLAH<sup>1</sup>, M. CHABBAT<sup>2</sup>

*BUILT ENVIRONMENTAL RESEARCH LABORATORY, CIVIL ENGINEERING FACULTY, UNIVERSITY OF SCIENCES AND TECHNOLOGY HOUARI BOUMEDIENE, [harzallahozil@yahoo.fr](mailto:harzallahozil@yahoo.fr) [mablouba@gmail.com](mailto:mablouba@gmail.com)*

## Résumé

*Cet article propose la technique non destructive comme moyen de contrôle des fissures ou des défauts dans les matériaux. Pour cela, une simulation par une approche numérique telle que les éléments finis du contrôle non destructif tout en utilisant les courants de Foucault est la mieux adaptée pour la détection de fissures et éventuellement l'étude de leur propagation. Cette méthode de contrôle est principalement utilisée dans l'industrie aéronautique. Elle permet de mettre en évidence les défauts de pièces tout en préservant l'intégrité des produits contrôlés. Il est évident que cette technique donne des résultats probants pour l'amélioration de la qualité et la sécurité des matériaux.*

**MOTS CLES:** *Contrôle non Destructif (CND), Capteur à Courants de Foucault, Mode Différentiel, Impédance Complexe. Facteur d'intensité de contrainte. Extrapolation des déplacements.*

## 1. INTRODUCTION

Dans l'industrie aéronautique, comme dans la plupart des industries du transport, les essais non destructifs peuvent faire la différence entre la vie et la mort. Comme son nom l'indique, le CND a pour objectif de mettre en évidence les défauts, tout en préservant l'intégrité des produits contrôlés. Cette définition est assez large et pour être plus précis, le CND concerne exclusivement la "santé de la matière" [1]. Les premières méthodes d'essais de métaux et d'alliages reposent sur des prélèvements statistiques où des échantillons de produits à tester sont soumis à des essais destructifs. Ces dernières décades ont vu se développer d'autres procédés permettant de tester le produit sans le détruire ni l'altérer. Il s'agit du CONTROLE NON DESTRUCTIF [2]. Ce contrôle non destructif des matériaux est devenu un outil incontournable pour l'amélioration de la qualité lors de son élaboration et éventuellement de la sécurité lors de la tenue en service. Ce contrôle concerne des domaines très divers comme la problématique qui consiste à détecter des fissures dans les pièces [3]

## 2. MISE EN EQUATIONS

La répartition des champs magnétiques et des courants induits dans un matériau conducteur est régie par les lois fondamentales de l'électromagnétisme dont la formulation la plus générale est donnée par les équations de Maxwell [1, 2]:

$$\text{rot} (\vec{E}) = - \frac{\partial \vec{B}}{\partial t} \quad (1)$$

$$\text{rot} (\vec{H}) = \vec{J} + \frac{\partial \vec{D}}{\partial t} \quad (2)$$

$$\text{div} (\vec{B}) = 0 \quad (3)$$

avec ;

$\vec{H}$  et  $\vec{B}$  Vecteurs champ et induction magnétiques,

$\vec{E}$  et  $\vec{D}$  Vecteurs champ et induction électriques,

$\vec{J}$  Vecteur densité de courant.

aux équations données ci-dessus, on ajoute les relations suivantes ;

$$\vec{B} = \mu(H) \cdot \vec{H} \quad (4)$$

$$\vec{D} = \varepsilon \cdot \vec{E} \quad (5)$$

$$\vec{J} = \sigma \vec{E} \quad (6)$$

avec :

- $\mu(H)$  : Perméabilité absolue du matériau pour le champ H;
- $\varepsilon$  : Permittivité du matériau;
- $\sigma$  : Conductivité du matériau.

Le potentiel vecteur magnétique est donné par :

$$\vec{B} = \text{rot} (\vec{A}) \quad (7)$$

Par substitution de l'équation (7) dans (1) et en considérant le potentiel scalaire nul on a :

$$\vec{E} = - \frac{\partial \vec{A}}{\partial t} \quad (8)$$

En combinant les Eq. 6 et 8, on obtient ;

$$\vec{J} = -\sigma \frac{\partial \vec{A}}{\partial t} \quad (9)$$

Notons à partir des équations (8) et (9) que le potentiel magnétique et la densité des courants induits sont dans la même direction. Les courants induits ont une seule composante.

En substituant les Eq. 4 avec 7 et 9 avec (2), on en déduit ;

$$\text{rot} \left( \nu \text{rot} \vec{A} \right) = -\sigma \frac{\partial \vec{A}}{\partial t} - \vec{J}_s \quad (10)$$

Où  $\vec{J}_s$  représente la densité des courants sources, et (10) représente l'équation magnétodynamique du système.

La formulation vectorielle (10) se réduit à, [4] :

$$-\frac{\partial}{\partial r} \left[ \frac{\nu}{r} \frac{\partial (r \vec{A}_\varphi)}{\partial r} \right] - \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu \frac{\partial \vec{A}_\varphi}{\partial z} \right) + \sigma \frac{\partial \vec{A}_\varphi}{\partial t} = J_{\text{exc } \varphi} \quad (11)$$

Si  $\vec{A}$ , le potentiel vecteur magnétique modifié désigne l'inconnue du problème, tel que :

$$\vec{A} = r \cdot \vec{A}_\varphi \quad (12)$$

$$\text{On obtient alors : } -\frac{\partial}{\partial r} \left[ \frac{\nu}{r} \frac{\partial (\vec{A})}{\partial r} \right] - \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\nu}{r} \frac{\partial \vec{A}}{\partial z} \right) + \frac{\sigma}{r} \frac{\partial \vec{A}}{\partial t} = J_{\text{exc}} \quad (13)$$

L'application de la méthode de Galerkin conduit à:



$$j \omega \iint_{\Omega} v \sigma \alpha_i \bar{A} \frac{drdz}{r} - \iint_{\Omega} \frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial \bar{A}}{\partial r} \right) \alpha_i drdz - \iint_{\Omega} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial \bar{A}}{\partial z} \right) \alpha_i drdz = \iint_{\Omega} v \bar{J} \alpha_i drdz \quad (14)$$

Cette expression continue la forme de la formulation élément finis de l'équation électromagnétique, l'intégration par partie des termes comportant des dérivées d'ordre deux génère la forme faible de cette formulation, la forme faible comporte l'intégrale de frontière qui permet d'explicitier les conditions aux limites naturelles. La discrétisation de A à l'aide de polynôme d'ordre deux conduit au système matricielle :

$$[S][A] + j \omega \sigma [T][A] = [T][J] \quad (15)$$

[A] : Vecteur colonne somme des valeurs de  $\bar{A}$ ,

[S], [T] : Matrices carrées, définies à partir de la géométrie du dispositif et [J] : Matrice des vecteurs de source.

### 3. CALCUL DE L'IMPEDANCE

Le potentiel vecteur étant déterminé pour tout le domaine d'étude, le calcul de l'impédance du capteur se fait en utilisant la procédure suivante :

La résistance R partie réelle de l'impédance est déterminée à partir des pertes joules, [2, 5].

$$P = \frac{1}{2} \int_V \frac{\bar{J} \cdot \bar{J}^*}{\sigma} dV = \frac{\omega^2}{2} \int_V \sigma \cdot \bar{A} \cdot \bar{A}^* dV \quad (16)$$

$$R = \frac{P}{|I|^2} \quad (17)$$

La réactance X est déterminée à partir le l'énergie électromagnétique du système, [2] :

$$W_m = \frac{1}{2} \int_V \bar{B} \cdot \bar{H} dV \quad (18)$$

$$X = 2 \cdot \omega \cdot \frac{W_m}{|I|^2} \quad (19)$$

L'impédance est donnée par l'expression, [6] :

$$Z = R + jX \quad (20)$$

## 4. EVALUATION DU FACTEUR D'INTENSITE DE CONTRAINTE

### 4.1 Extrapolation des déplacements

C'est une approche locale de mise en œuvre simple, consiste à exploiter directement les déplacements du nœud le plus proche de la pointe de fissure, en l'injectant à l'expression asymptotique du saut de déplacement à travers la fissure [7]

Plusieurs techniques d'extrapolation existent el offrent différents avantages (ex. : rapidité, précision), est important, pour cette méthode, de toujours positionner le système de coordonnées polaires (r, Θ) au bout de la fissure el de l'orienter selon son axe afin de valider les équations du champ de déplacements .Aussi, les nœuds juxtaposés définissant les lèvres de la fissure doivent être distribués de façon symétrique par rapport à l'axe des lèvres, afin de déterminer correctement les déplacements des lèvres U(y) el U(x).[8]

#### 4.1.1 Cas de deux points

Cette méthode est également très simple. Elle consiste à réaliser une extrapolation linéaire à partir de deux points (cas des nœuds des éléments rattachés au bout de fissure) comme montré sur la Figure (1).

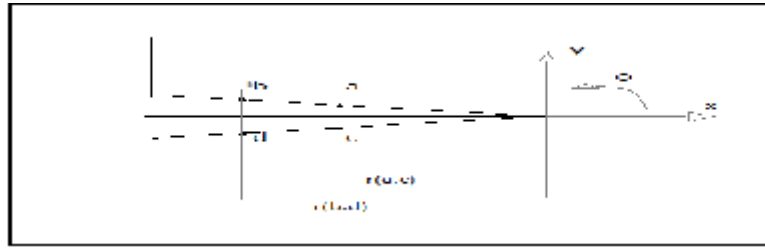


Figure 1. Extrapolation des déplacements en deux points.

Alors, à partir des informations prises à partir de la Figure 1 et du principe d'extrapolation, les facteurs KI et KII sont déterminés pour  $r = 0$  par la relation suivante [7];

$$K_I = \frac{\mu\sqrt{2\pi}}{\kappa+1(r^{b,d}-r^{a,c})} \left[ \frac{(r^{b,d}*\Delta u^{a,c}(y))}{\sqrt{r^{a,c}}} - \frac{(r^{a,c}*\Delta u^{b,d}(y))}{\sqrt{r^{b,d}}} \right] \quad (21)$$

$$K_{II} = \frac{\mu\sqrt{2\pi}}{\kappa+1(r^{b,d}-r^{a,c})} \left[ \frac{(r^{b,d}*\Delta u^{a,c}(x))}{\sqrt{r^{a,c}}} - \frac{(r^{a,c}*\Delta u^{b,d}(x))}{\sqrt{r^{b,d}}} \right] \quad (22)$$

Normalement, cette technique est utilisée lorsque le modèle comprend d'éléments singuliers où l'extrapolation ne peut se faire qu'à l'intérieur de ceux-ci, afin de tenir compte de la singularité qu'ils induisent.

## 5. SIMULATION ET DISCUSSION

Nous avons développés un programme, sous environnement Matlab par la méthode des éléments finis, qui permet Par ailleurs, la simulation numérique par éléments finis d'un problème de CND par CF nécessite un "bon" maillage. Un tel maillage doit d'une part bien décrire la géométrie du domaine d'étude et d'autre part être bien adapté aux phénomènes physiques [9]:

- ✓ D'une part, pour une position fixe du capteur et pour des pièces avec fissure, la visualisation, des lignes du champ et vecteurs d'induction magnétique, la densité des courants induits et le calcul de l'impédance complexe.
- ✓ D'autre part, pour différentes fréquences, l'allure de la variation de l'impédance complexe du capteur lors du balayage de toute la surface de la pièce à tester.

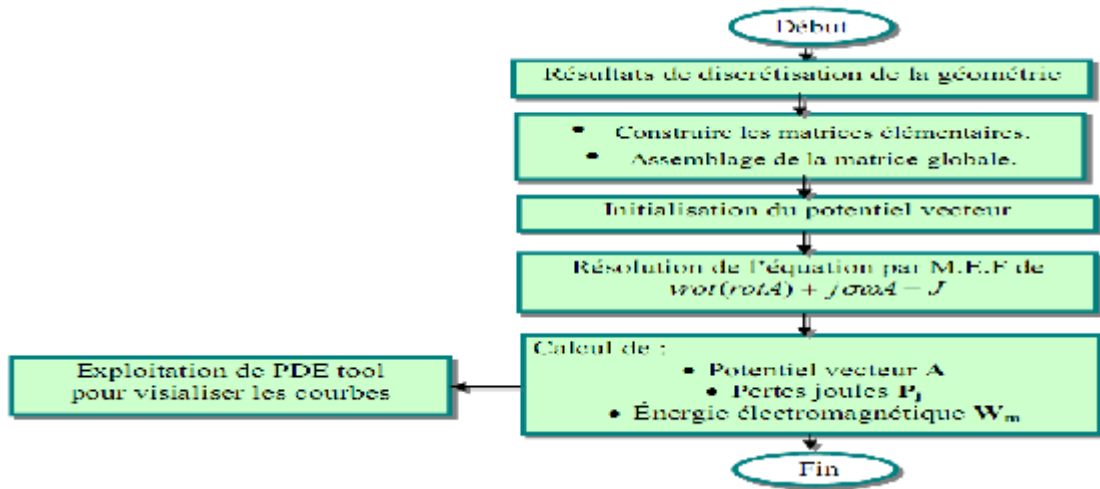


Figure 2. Organigramme du bloc électromagnétique.

### 5.1 Simulation d'un capteur-plaque avec fissure externe

Cette application consiste à endommager la plaque magnétique par une fissuration géométrique uniforme sur la surface externe de la plaque de profondeur 4mm. Les résultats de simulations sont illustrés par :

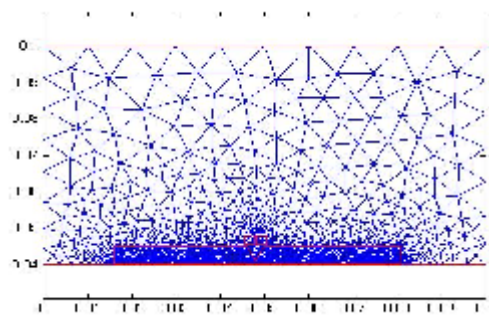


Figure 3. Maillage de la géométrie

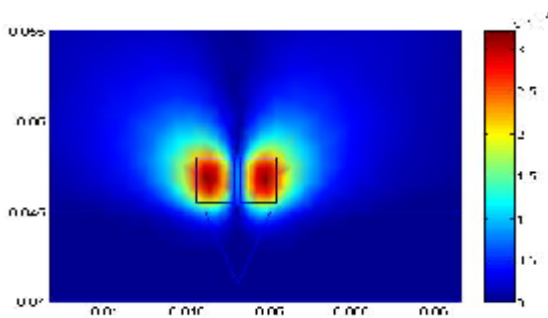
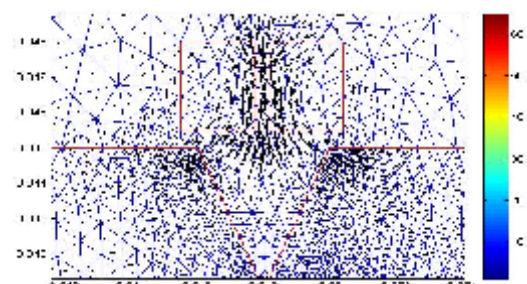
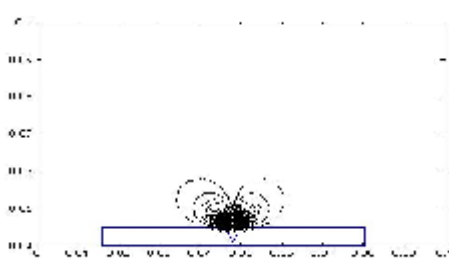
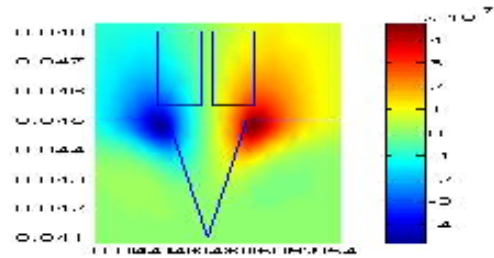
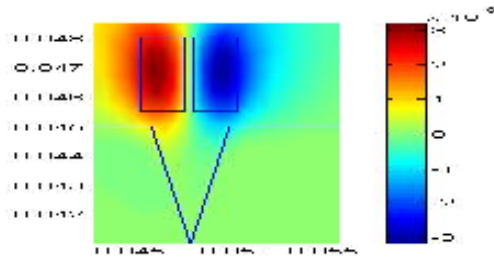


Figure 4. Représentation du Potentiel vecteur

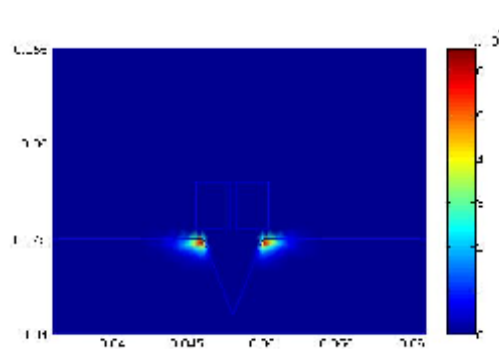
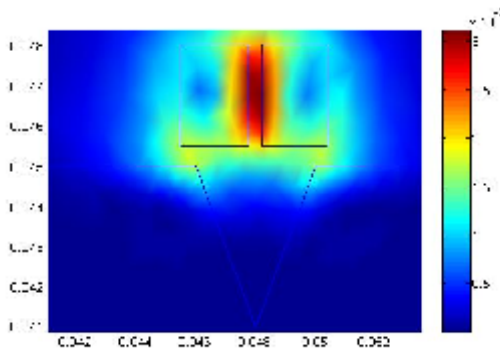


**Figure 5.** Circulation des Lignes du Champ d'induction B.

**Figure 6.** Représentation des vecteurs



**Figure 7.** Présentation du potentiel vecteur Partie réel et partie imaginaire de A



**Figure 8.** Représentation de l'induction magnétique

**Figure 9.** Densité des courants induits

## 5.2 Interprétation des résultats de simulation

Les résultats de simulation obtenus dans le cas d'un tube amagnétique avec défaut sont présentés comme suit :

- La Figure (4) représente l'allure du module du potentiel vecteur magnétique 'A' pour une pièce présentant une fissure. Les lignes de champ sur les figures représentent les lignes des isovaleur du module du potentiel vecteur magnétique A. Il est enfin utile de signaler que les valeurs maximales atteintes par le potentiel vecteur magnétique A pour les deux genres défaut introduits dans la pièce à contrôler, sont assez proches ce qui pose problème pour la caractérisation des fissures.
- Les Figures (5) et (6) indiquent l'orientation et la répartition des vecteurs d'induction magnétique et du champ magnétique. On remarque que ces derniers restent concentrés au niveau de l'inducteur et atteignent les surfaces internes du défaut, car ce dernier est caractérisé par une faible perméabilité.
- La Figure (7) montre respectivement la répartition de la partie réelle du potentiel vecteur magnétique A pour le défaut surfacique et le défaut sous-cutané. Les lignes de champ sur la figure générées par la partie réelle (c'est-à-dire l'inducteur) représentent les lignes des iso-valeurs du potentiel vecteur magnétique A, avec une valeur nulle du potentiel magnétique sur l'axe de symétrie des deux bobines, et montre la répartition de la partie imaginaire du potentiel vecteur magnétique A.

Les lignes de champ sur la figure générée par la partie imaginaire (c'est-à-dire la charge) représentent les lignes des iso-valeurs du potentiel vecteur magnétique

- La Figure (9) montre nettement que ;
  - Les densités de courant induit élevées surgissent au bord de la surface de la plaque (effet de peau). Des densités considérables sont à la verticale de la capture, c'est-à-dire aux endroits les plus proches de la bobine.
  - Les densités de courant dans la plaque et dans la bobine sont de signe opposé, ce qui rappelle la loi de Lenz : le courant induit s'oppose par ses effets à la cause qui lui donne naissance. De plus, la densité de courant induit est en valeur absolue inférieure à la densité de courant dans la bobine, ce qui semble intuitivement logique .

### 5.6 Simulation d'un capteur-plaque avec fissure externe avec déplacement du capteur

La détermination de l'impédance dans une seule position n'est pas suffisante pour détecter la présence ou l'absence de la fissure. Pour cette raison qu'on n'est obligé de faire le déplacement du capteur, où ce déplacement se fait par plusieurs méthodes (méthode de bande, méthode de macroélément et la répétition du maillage qui sera utilisé dans notre travail).

#### 5.6.1 Allure de l'impédance pour trois fréquences différentes

des paramètres affectaient directement l'impédance du capteur, trois essais à trois valeurs de fréquences différentes ( $f=10, 100$  et  $240$  kHz) constitue l'objectif de cette partie de notre travaille. Et comme le contrôle par courants de Foucault exige l'emploi des fréquences un peu élevées, (détection des fissures surfaciques). Les résultats de simulation des allures de la variation de l'impédance sont donnés comme suit :

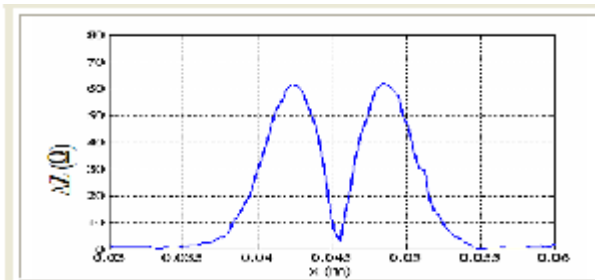


Figure 10. Allure de  $\Delta Z$  pour  $F=10$  kHz.

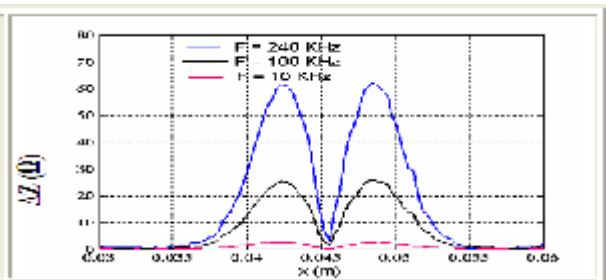


Figure 11. Allure de  $\Delta Z$  pour  $F=10, 100,$  et  $240$

On sait que l'impédance complexe a deux parties, une partie réelle donnée par la résistance et une partie imaginaire donnée par la réductance. L'analyse des figures (10) et (11), montre que plus la fréquence est élevée plus l'impédance  $Z$ , donnée par la différence entre les deux impédances constituant le capteur, augmente. Cette augmentation est due d'une part l'effet de peau étant très important ( $\delta = \sqrt{1/\mu\sigma f\pi}$ ) et d'autre part, à l'approche du fissure.

### 5.7 Effets entre les dimensions des défauts et les capteurs

#### a/ Effet de la variation de la largeur du défaut sur la détection

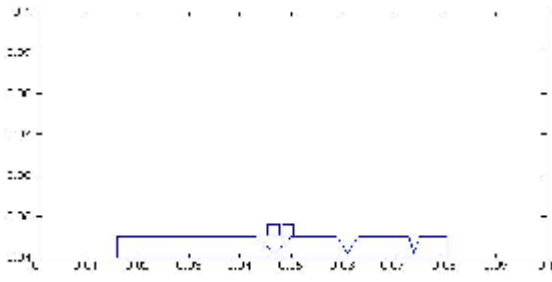


Figure 12. Géométrie des fissures

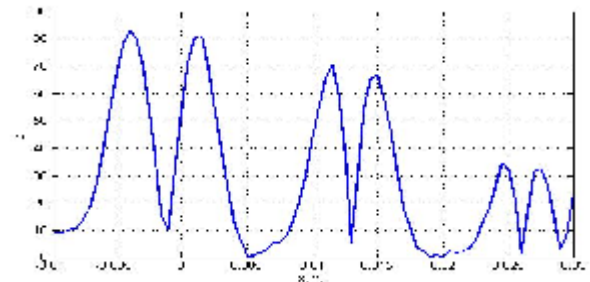


Figure 13.  $\Delta Z$  pour les fissures

Quand la largeur diminuer la valeur de l'impédance  $\Delta Z$  diminuer. La largeur du défaut a une grande influence sur la variation d'impédance.

**b/ Effet de la variation de la profondeur du fissure sur la détection**

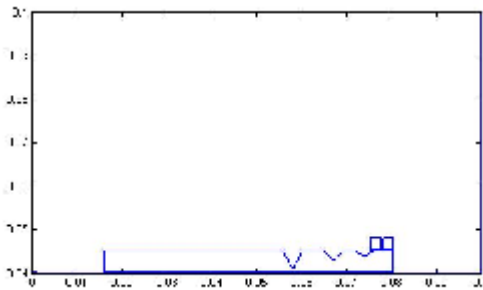


Figure 14. Géométrie des fissures

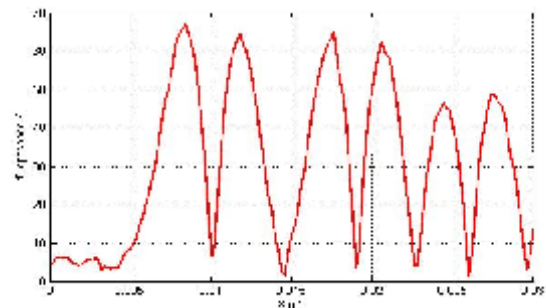


Figure 15.  $\Delta Z$  pour les fissures

La variation de la profondeur du défaut a une légère influence sur  $\Delta Z$ . On remarque que la différence de l'impédance  $\Delta Z$  a une dépendance avec la largeur du défaut, en effet la largeur de défaut augmente alors  $\Delta Z$  va automatiquement évaluer, à l'opposé quand la largeur diminue  $\Delta Z$  diminue. Par conséquent la profondeur de défaut n'influe pas sur l'impédance.

**5.8 Simulation d'un capteur-plaque avec la propagation fissure externe (mode I)**

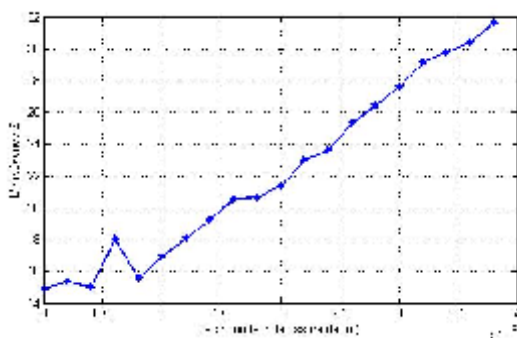


Figure 16. Allure de l'impédance Z en fonction de profondeur des fissures (mode I)

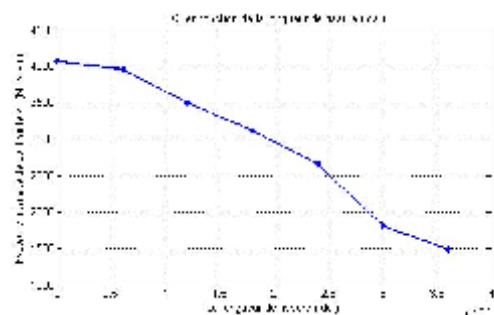
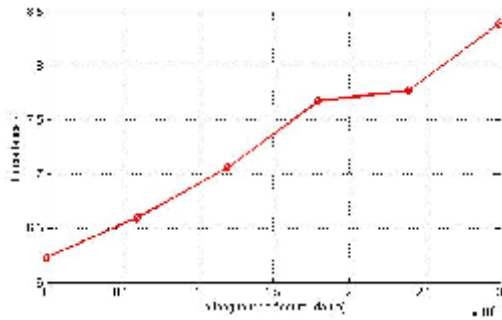
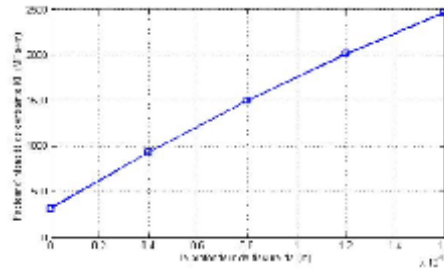


Figure 17. FIC en fonction de la profondeur de fissure (mode I)

### 5.9 Simulation d'un (capteur- plaque) avec la propagation fissure externe en mode II ;



**Figure 18.** Allure de l'impédance Z en fonction de profondeur des fissures (mode II)



**Figure19.** FIC en fonction de la profondeur de fissure (mode II)

### 5.10 Interprétation des résultats

Figure 16 et 17 montre les valeurs de l'impédance Z et KI en fonction de la propagation de profondeur de fissure. On remarque que la différence de l'impédance  $\Delta Z$  a une dépendance avec la profondeur du fissure, en effet la profondeur de fissure augmente alors  $\Delta Z$  et KI va automatiquement évaluer, à l'opposé quand la profondeur diminue  $\Delta Z$  et KI diminue. Par conséquent la profondeur de défaut influe sur l'impédance

Figure (18) et (19) montre les valeurs de l'impédance Z et KII en fonction de la propagation de largeur de fissure. On remarque que la différence de l'impédance  $\Delta Z$  a une dépendance avec la largeur du fissure, en effet la largeur de fissure augmente alors  $\Delta Z$  va automatiquement évaluer, à l'opposé quand la profondeur diminue  $\Delta Z$  diminue.

## 6. CONCLUSION

Dans cet article, nous avons présenté les résultats des différents cas de simulation. Cette étude comprend cinq cas de simulation de l'ensemble capteur/cible et on peut conclure que : Le calcul de l'impédance dans un seul point ne suffit pas de confirmer la présence ou l'absence d'un défaut pour les deux types de matériaux (amagnétique, magnétique), ce qui conduit au calcul de l'impédance le long du tube.

- La détection d'un défaut externe nécessite l'excitation du capteur par des fréquences élevées.
- La position de défaut (interne, au milieu ou externe) a un grand effet sur l'impédance. Les résultats obtenus montrent la grande sensibilité du capteur différentiel à la détection des défauts superficiels.
- L'utilisation de ce capteur dans le domaine industriel est très répondue à cause de sa précision (erreur minimale) et son faible coût.

## VIII. REFERENCES

- [1] J. Dumont-Fillon, "Contrôle non Destructif (CND)", Techniques de l'Ingénieur R1400, 1996, pp. 17.

- [2] S. Srairi, “Contribution à l'Etude du CND des Pièces Ferromagnétiques”, Stage de D.E.A, GE44, Sainte Nazaire, France, Septembre 2000.
- [3] A.Zaoui,(Contribution à la modélisation du CND par matrice de capture à courant de Foucault))thèse doctorat école militaire Polytechnique ,Algie,2008
- [4] M. Wanin, “Evaluation non Destructive de la Qualité des Matériaux”, Partie 1, Techniques de l’Ingénieur R4130, 1996.
- [5] G. Thomas,X. Kincaid,V. Madabushi And K. Chari, “The Application of Finite Element Method of Analysis to Eddy Current non Destructive Testing”, IEEE Transaction on Magnetics, Vol.15, N°6, 1979.
- [6] A. Abdou, “Contrôle non Destructif par Capteur à Courants de Foucault, Étude et Réalisation d’un Capteur”, Mémoire de Magister, Université de Batna, Novembre 2006.
- [7] T. Belytschko, H. H. Chen, J. Xu and G. Zi ; “Dynamic crack propagation based on loss of hyperbolicity and a new discontinuous enrichment », International Journal of Numerical Methods Eng., Vol. 58, pp. 1873–1905, 2003.
- [8] S. Lalonde: « Modélisation de la propagation des fissures dans les engrenages par la méthode des éléments frontières », Mémoire de magister, Ecole de Technologie Supérieur, Montréal, 2008
- [9] Y.CHOUA : Application de la méthode des éléments finis pour la modélisation de configurations de contrôle non destructif par courants de Foucault. Thèse de doctorat 01 octobre 2009



## STOCHASTIC ANALYSIS OF A NO-UNIFORM SURFACE OF BRIDGES

Zouaoui Samia<sup>1</sup>, Kadri Tahar<sup>2</sup>...

<sup>1</sup> (MOSTAGANEM University, Belhacel city BP-07,27000, Algeria, [souma\\_zouaoui@yahoo.fr](mailto:souma_zouaoui@yahoo.fr))

<sup>2</sup> (MOSTAGANEM University, Belhacel city BP-07,27000, Algeria, [kadriusaccp@gmail.com](mailto:kadriusaccp@gmail.com))

### Thème N° 6 : Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

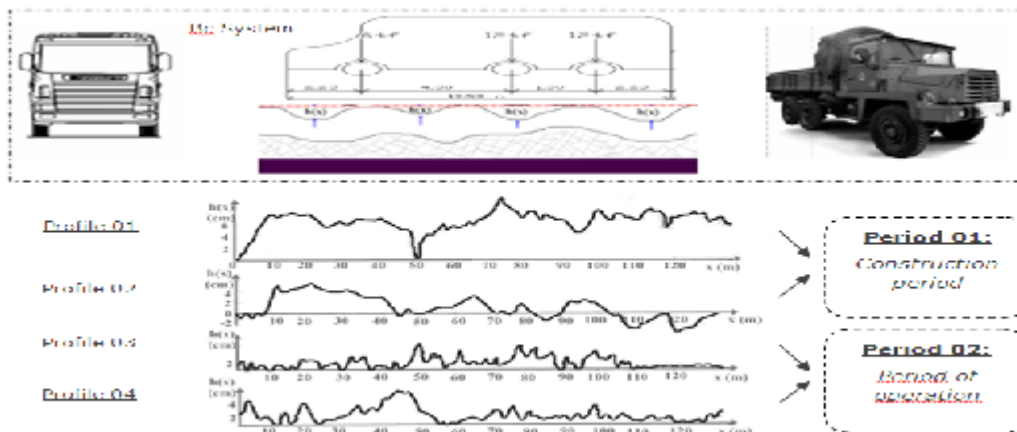
#### Résumé

The study of the problem of effects of surface roughness in bridge has been a topic of interest for over a century. For the treatment of this problem, multiple longitudinal profiles of pavements during different periods of life of bridges could be addressed. First, the construction period, the profile is linked to anomalies due to design errors and embodiments, other anomalies are due to vibrations parasitic. For the 2nd period, we study two profiles, one that reflects the state of the slab or platform of the bridge just after it was in service and for the 2nd profile after a certain time, which can range up to 15 years. In this context, we propose a stochastic analysis to fully understand the behavior of a structure in service while including a set of parameters often not considered in the normative evaluation procedures.

**Mots –Clés :** Surface roughness, stochastic analysis, nominative evaluation procedures, design errors.

#### 1. INTRODUCTION

The study of the problem of effects of surface roughness in bridge has been a topic of interest for over a century. For the treatment of this problem, multiple longitudinal profiles of pavements during different periods of life of bridges could be addressed. First, the construction period, the profile is linked to anomalies due to design errors and embodiments, other anomalies are due to vibrations parasitic. For the 2nd period, we can study two profiles, one that reflects the state of the slab or platform of the bridge just after it was in service and for the 2nd profile after a certain time, which can range up to 15 years, i.e. after the start of the material fatigue the wearing course (asphalt concrete). Generally the non-uniformity of the surface layer is characterized by the heights of the roughness of the road  $h(x)$  and its propagation length  $X$  that can appear on a few profiles in which the anomalies of the calculation, design and implementation are in majority (Fig. 1).



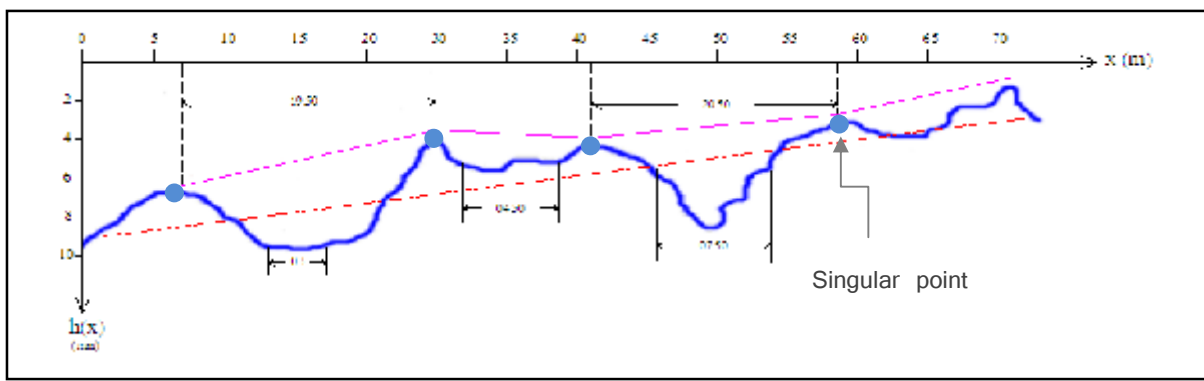
**Figure 1.** The different longitudinal profiles of the road (work in Laboratory of the University Faculty LENINVADE bridges and tunnels). poteaux

According to the results obtained, one notices that all the anomalies are due to several categories of problems, such as:

- Problem of design, realization and calculation.
- Problem of heat or heat gradient.
- Problem of the dynamic overloads which are not taken into account in calculate of roadway or apron of the work (parasitic dynamic effects) [1].

All the factors quotes above are random elements and their evolutions in time and space is random functions, and by consequence we have to make recourse to the stochastic process.

In our studies, one bases oneself on the following data, for the determination of the profiles



**Figure 2.** Singular points of a no uniform profile.

- Determination of the singular points in the profile longitudinally and the various profiles across the road in general and on the level of the work in particular.
  - The probable depth of each point of the profile studied  $h_i$ .
  - The probable length of distribution of the profiles of no regularity of the roadway  $L_i^*$ .
- Thus each one of the profiles studied is characterized by two random parameters  $(h_i, L_i)$ . For the study of these two parameters, one must determine and analyze the mathematical stochastic values, such as:

- Expected value:

$$M_{Li}^* = \sum_{s=1}^S P_s * L_s \tag{1}$$

$$m_{hi}^* = \sum_{h=1}^S P_{hi} * L_{hi} \tag{2}$$

$P_s, P_{hi}$ , are the probabilities of realization of the event

- Dispersion:

$$D_L^* = \sum_{s=1}^S P_s * L_s^2 - m_L^{*2} \tag{3}$$

$$D_h^* = \sum_{s=1}^s P_s * h_s^2 - m_h^{*2} \quad (4)$$

- Moment of correlation between two random variables:

$$K_{Lh}^* = \sum_{s=1}^s P_s * L_s * h_s - m_L^* * m_h^* \quad (5)$$

- Correlation coefficient  $(h_i, L_i)$  :

$$r_{Lh}^* = \frac{K_{Lh}^*}{\sqrt{K_h^* * D_L^*}} \quad (6)$$

According to the studies carried out by several European and American engineering and design departments, we can fix the values for the various stochastic parameters [1].

$$m_L^* \approx 7.2m ; m_h^* \approx 11.3mm ; D_L^* \approx 37.8m^2 ; D_h^* \approx 93.5mm^2 ; K_{Lh}^* \approx 26mm.m ; r_{Lh}^* \approx 0.43$$

According to the studies and the results obtained, one can determine the heights of no regularities of the roadway or the bridge deck for the various points, by the following expression:

$$h_i = 4.0 + K * L_i \quad (7)$$

h: height in mm.

L: length in mm.

k=1 According to the CPC 61 [03], from where:

$$h = 4.0 + L \quad (7-a)$$

From this expression, one can take the quadratic variance heights of the various points of the various profiles to be studied like following:  $0.50mm \leq \sigma_h \leq 1.26mm$

Note: if, one considers the part of apron of an infinitely rigid structure, either in B.A or in B.H.P, one can take:

$$\sigma_h \leq \sigma_h' \leq 3\sigma_h \quad \text{And } 2 \leq k \leq 3$$

Therefore:  $h' = 4.0 + \varepsilon * L$  With  $2 \leq \varepsilon \leq 3$

To simplify and generalize the coefficient  $\varepsilon$  or (K) in all our cases, we take his arithmetic mean.

$$K_{moy} = \frac{(K_{min} + K_{max})}{2} = 02.50 \quad (8)$$

## 2. EVALUATION OF SURFACE BY FUNCTION OF CORRELATION

The profile of part of the surface of an apron can be analyzed by the method of the random functions [2], the micro profile of the roadway after its study and its analysis and regarded as a random function "h(x)", by considering that this function is stationary (periodical), and the ordinates of the irregularities of the profile will be studied and evaluated by the law normal, randomnesses principal of the micro profile has to usually study are regarded as mathematical expectation h, Dispersion heights of the irregularities is D\_h and the function of correlation K\_h(x) is determined by the following expression:

$$h = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i \quad (9)$$

$$D_h = \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n (h_i - h)^2 \quad (10)$$

$$k_h(x) = \frac{1}{(n-m)} \sum_{i=1}^{(n-m)} ((h(x) - \bar{h})(x_{i+m}) - \bar{h}) \quad (11)$$

With:  $m = 0, 1 \dots \dots L \leq n$        $n = \frac{L}{\Delta X}$        $X = \frac{L \cdot m}{n}$

Where: L: length of realization.

X: correlation interval equal to  $\frac{L \cdot m}{n}$

## 3. DETERMINATION OF THE CORRELATION FUNCTION $K_h(x)$

Using steps of X such as:  $X = 0.05 \div 0.1m$

In determining the ordinates of the surface irregularities of movement of intermediate points by the interpolation method linear or polynomial interpolation STERLING [8], taking into account rotation angles in the curve to the right and left of seen or studied, in this case we use the polynomial STERLING interpolation of 3rd degree:

$$h(x) = h_0 + q \left( \frac{\Delta h_{-1} + h_0}{1!} \right) + \left( \frac{q^2}{2!} \right) \Delta^2 h_{-1} + \left( \frac{q(q^2-1)}{3!} \right) \left( \frac{\Delta^3 h_{-2} + .^3 h_{-1}}{2!} \right) \quad (12)$$

With:  $q = \frac{X-X_0}{\Delta X}$

$$.h_1 = (h_{-1} - h_0) = h_0 = h_0 - h_1 \quad (12-a)$$

$$.^2 h_{-1} = h_1 - 2h_0 + h_{-1} \quad (12-b)$$

$$.^3 h_{-1} = h_1 - 3h_0 + 3h_{-1} - h_{-2} = h_2 - 3h_1 + 3h_0 - h_{-1} \quad (12-c)$$

Where,  $\Delta$  presents the distance between two consecutive profiles. [3]

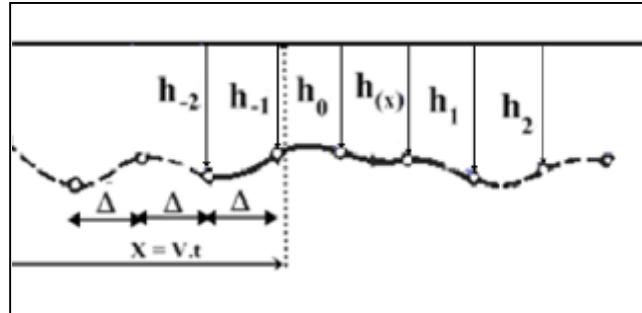


Figure 3. The shape deformation Profile

**Note:** we can use the correlation function of any profile of the bridge deck [4], for determine a linear relationship, which allows us to determine ordinates of these points of profile Such as:

$$P_h(X) = \frac{K_h(x)}{\sigma_h} \quad (13)$$

$$\sigma_h = h_{i+1} - h_i = h_i - h_{i-1} = \dots = h_1 - h_0 = h_0 - h_{-1} \quad (13-a)$$

According to the graphs of figure 4 of the function  $h(x)$ , the two curves I and II of two parts different out of asphaltic concrete, the difference between the two curves is in the presentation or the formulation of non the regularity of the roadway by the method of the stationary random function and choice of the curve or line of the expectation in more use of function of approximation  $h(x)$ , which contains two exponential with empirical coefficients which depend on the manner of realization of the profiles, which are  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  and one coefficient  $\mu$ , which reflects or which takes into account the period of repetition of the density or the frequency of circulation .

$$\rho_h(x) = A_1 e^{-\alpha_1(x)} + A_2 e^{-\alpha_2(x)} \cos \mu x \quad (14)$$

Where:  $L_{effective} = \frac{2\pi}{\mu} \quad 3.2m \div 16m$

I.e.  $3.2m \leq L_{effective} \leq 16m$

$$0.15 \leq \alpha_1 \leq 0.25 \quad 0.05 \leq \alpha_2 \leq 0.70 \quad (14-a)$$

$$0.65 \leq A_1 \leq 0.88 \quad 0.65 \leq A_2 \leq 0.35 \quad (14-b)$$

From where the dispersion heights of none the regularities of the roadway is:

$$0.60 \leq D_h \leq 1.6 m^2$$

The influence of the travelling overloads on the geometry of the profile is according to the diameter of the wheel of the overload and the pressure in the kennels of the travelling overloads such as Mr. C80 and MC120. The deformation of the roadway under the effect of the travelling overloads also depends on the ray of the wheels and to release it kennels for the overload on kennels such as Mr. C80 and MC120.

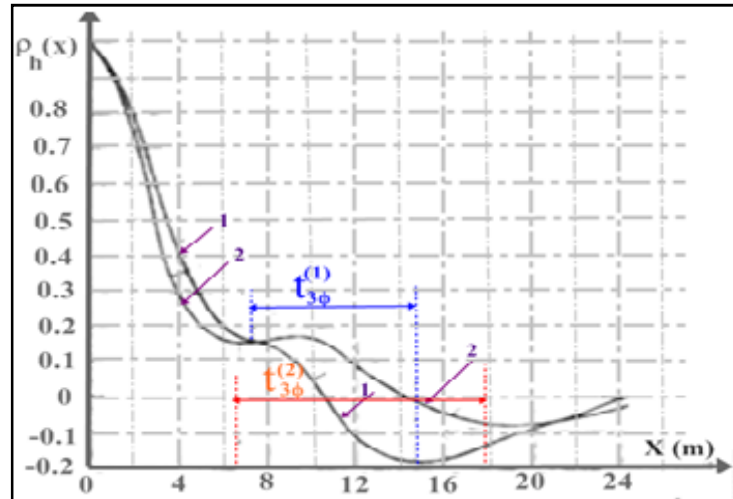


Figure 4. The function of approximation  $\rho_h(X)$

The non regularity of the profiles of the roadway under the various factors also depends on the function of  $K_h(x)$  correlation [5].

The Equation of the movement of the mass M with the characteristics of rigidity and the pressure of the overload is given by the following relation:

$$C[y(t) - h(t)] + k \frac{d}{dt}[y(t) - h(t)] + T \text{sign} \left| \frac{d}{dt}(y(t) - h(t)) \right| \quad (15)$$

$$my''(t) + c[y(t) - h(t)] + k \frac{d}{dt}[y(t) - h(t)] + T \text{sig} \left[ \frac{d}{dt}(y(t) - h(t)) \right] = mg \quad (16)$$

We put:  $U(t) = [y(t) - h(t)] \quad w^2 = \frac{c}{m} \quad 2 \quad = \frac{k}{m} \quad T_0 = \frac{T}{m}$

From where, we obtain:  $\bar{U}(t) + w^2 U(t) + 2 \quad \bar{U}(t) + T_0 \text{sign} [\bar{U}(t)] = h(t) + g$

**Note:** for the various movements of the overloads:  $x = V \quad t$

Acceleration  $h''(t) = \frac{v^2}{h''(x)} \quad (17)$

To obtain results more exact, one uses the polynomial of STERLING of n order, by increasing the number of the

nodes and one takes the step of unevenness of the deformation of the profiles of the equal roadway has 1.00 m.

$$h(x) = h_0 \left[ \left( \frac{q}{1!} \right) \left( \frac{h_{-1} + h_0}{2} \right) + \left( \frac{q^2}{2!} \right) \Delta_{h_1}^2 + \left( \frac{q(q^2-1)}{3!} \right) \left( \frac{h_{-2} + h_{-1}}{2} \right) + \left( \frac{q^2(q^2-1)}{4!} \right) \Delta_{h_2}^4 + \left( \frac{q(q^2-1)(q^2-4)}{5!} \right) \left( \frac{h_{-3} + h_{-2}}{2} \right) \right] \quad (18)$$

To determine the central difference, we have:

$$\Delta_{h_{-2}}^4 = h_2 - 4h_1 + 6h_0 - 4h_{-1} + h_{-2} \quad (18-a)$$

$$\Delta_{h_{-2}}^5 = h_3 - 5h_2 + 10h_1 - 10h_0 + 5h_{-1} - h_{-2} \quad (18-b)$$

$$\Delta_{h_{-3}}^5 = h_2 - 4h_1 + 10h_0 - 10h_{-1} + 5h_{-1} - h_{-3} \quad (18-c)$$

From where the expectation converges to zero, but the function itself  $h''(x)$  is regulated in order, as equal to:

$$h''(x) = \frac{2}{h_{-1}} + \left[ \frac{q}{2} (\Delta_{h_{-2}}^3 + \Delta_{h_{-1}}^3) \right] + \left[ \left( \frac{6q^2-1}{12} \right) \Delta_{h_{-2}}^4 \right] + \left[ \frac{q(2q^2-3)}{12} (\Delta_{h_{-3}}^5 + \Delta_{h_{-2}}^5) \right] \quad (19)$$

All its gives a possibility with a great base of calculation by slang and its stationnarity, more than it has even way that  $h(x)$ .

The evaluation of the function of correlation of second order  $K_h''(x)$ , in particular for a discrete calculation (Discrete variables) [6] with help of a numerical calculation, one can determine it by the following expression:

$$K_h''(x) = \frac{1}{(n-m)} \sum_{i=1}^{n-m} [h''(X_i)h''(X_{i+m})] \quad (20)$$

With  $X = \frac{L \cdot m}{n}$

$$m = 0, 1, 2, \dots, L < n$$

The function of correlation by the method of acceleration:

$K_h''(t)$  For the uniform movements of the travelling overloads is to determine immediately has through function of correlation of second order  $K_h''(x)$  and the speed of circulation of the travelling overloads.

$$K_h''(t) = {}^4K_h''(x) \quad (20-a)$$

For the approximation of the functions of correlation  $K_h''(x)$ , one can use in exponential form one function cosine.

$$K_h^*(x) = D_h \sum_{j=1}^n [b_j e^{(-B_j x \cos \mu_j x)}] \quad (20-b)$$

$b_j, \mu_j, B_j$  : are respectively coefficient of the travelling weights of the overloads; frequency and damping coefficient of the various decompositions of the traffic [7].

In general the deformation of the profiles of a roadway in B.B is:

$$h(x) = h_0 e^{-\frac{x}{L}} \left[ \alpha \left( \sin \frac{2-1}{L} x - \frac{2-1}{2+1} \sin \frac{2+1}{L} x \right) + \beta \left( \sin \frac{2}{L} x - \frac{1}{+1} \sin \frac{2+2}{L} x \right) \right] \quad (21)$$

$h_0, \gamma, \beta, L$  : Are constants  $\gamma = 0, 1, 3, \dots$

To simplify calculations, we can take:

$$h'(0) = 0$$

$$h'(0) = h''(0) = 0$$

From where, we obtain:

$$h(x) = \left( \frac{h_0}{2} \right) \left( 1 - \cos \frac{2x}{L} \right) \quad (21-a)$$

$$h(x) = \left( \frac{h_{01}}{2} \right) \left( 1 - \cos \frac{2\pi x}{L} \right) \mp \left( \frac{h_{02}}{2} \right) \left( 1 - \cos \frac{2\pi x}{L} \right) \quad (21-b)$$

With  $h_0, h_{01}, h_{02}$ , are the unevennesses of the various nodes of the profiles.

L: The length of profile deformed.

#### 4- CONCLUSION

- According to analysis results, we noticed that the main causes of the deformation of the surface layer are due to:
- The long duration of application of charges and surcharges dynamic mobile surcharges, which are not in the standards for the calculation of structures (CPC 61).
  - The high density of traffic during peak hours and non-compliance with safety distances between vehicles in the same column or in different columns of movement (the consequences are very important braking forces which results in very high horizontal dynamic stresses and results in distortions).
  - Failure to comply with traffic speeds.

We noted that the irregularities in the bridge surface can have significant effects on the dynamic Responses of a bridge and vehicles on it. We also noted that the “moving mass” simulation may not lead to reasonable estimates of the effects of bridge surface roughness upon bridge dynamics.

Finally, we observed that the distribution of Dynamic Amplification Factor can be described well by the double log-normal probability function.



## **Bibliographie**

- [1] Cantieni R. Dynamic behavior of highway bridges under the passage of heavy vehicles. EMPA Report No 220, 1992.
- [2] Kim CW, Kawatani M. comparative study on dynamic wheel loads of multi-axle vehicle and bridge responses In: Proceedings of DETC'01 ASME 2001 Design engineering Technical Conference and Computers and Information in Engineering Conference, Pittsburgh, USA, 2001. (CD.ROM).
- [3] Al-Khaleefi, A. M. and Abdel-Rohman, M., Effect of Humps on the Dynamic Response of Single-Span Bridges, *Journal of Vibration and Control*, (1999), 5, 507-517.
- [4] Hwang, E. and Nowak, A. S., Simulation of Dynamic Load for Bridges, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 117(5), (1991), 1413-1434.
- [5] ISO 8608. Mechanical Vibration- Road Surface Profiles- Reporting of Measured Data. ISO, 1995.
- [6] Kawatani M, Nishiyama S, Yamada Y. Dynamic reponse analysis of higway bridges under moving vehicle. Technical Report of the Osaka Univ. 1993; 43 (2137): 109-118.
- [7] Hoogvelt RBJ, Ruijs PAJ. OECD-IR6 DIVINE Element 4. Computer simulation of heavy vehicle dynamic wheel loads. TNO Report 97. OR.016.1/H/PR, Delft, the Netherlands, 1997.
- [8] Christian GUILPIN. MANUAL CALCULATION APPLIED HW97, 1997.

## APPROCHE SIMPLIFIEE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME SELON LES METHODES EN PERFORMANCE

Medjamia Med El-Fatih<sup>1</sup>, Boulekbache Bensaid<sup>2</sup>, Chemrouk Mohamed<sup>3</sup>

<sup>1</sup> : *Departement genie civil, usthb Alger, Algerie, fateh.medjamia@yahoo.fr*

<sup>2</sup> : *Departement genie civil, universite de Chlef, Algerie, bboulekbache@yahoo.fr*

<sup>3</sup> : *Departement genie civil, usthb Alger, Algerie, mchemrouk@yahoo.fr*

### Résumé

*Vu aux multiples séismes ayant secoué les différents pays à travers le monde, une attention particulière a été accordée au domaine de construction portant principalement à offrir aux ingénieurs des outils de calculs simplifiés leur permettant d'effectuer les opérations de prédimensionnement conformément aux règles mises en vigueur. Néanmoins, ces dernières années, l'ingénierie parasismique a connu une grande évolution marquée principalement par l'avènement des méthodes en performance faisant apparaître la nécessité d'avoir des incursions dans le comportement non-linéaire de la structure à l'aide d'une analyse statique non-linéaire Pushover, ce qui a rendu indispensable d'apprendre aux ingénieurs, qui ne disposent pas forcément de connaissances approfondies dans l'analyse non-linéaire des structures, l'importance des résultats obtenus par cette démarche. Donc, il s'agit de familiariser cette nouvelle dialectique auprès des ingénieurs pour une meilleure exploitation de ses résultats. La rigidité des structures représente la notion la plus utilisée par les ingénieurs. Elle représente une caractéristique intrinsèque de la structure. Plusieurs approches de dimensionnement souvent utilisées par les ingénieurs se basent sur cette rigidité. D'où vient l'idée de représenter les résultats qu'on pourrait obtenir par une analyse non-linéaire en terme de rigidité et qui fera l'objet de ce travail.*

**Mots –Clés :** *Rigidité, analyse statique non-linéaire Pushover, lois de comportement*

### 1. INTRODUCTION

Le dimensionnement d'une structure consiste en la détermination de l'ensemble de ses caractéristiques mécaniques et géométriques vis-à-vis d'un niveau de sécurité précis. Ces caractéristiques peuvent être englobées sous la notion de la rigidité qui représente l'une des caractéristiques intrinsèques de la structure. Toutefois, L'avènement d'une nouvelle dialectique en ingénierie parasismique à savoir les méthodes en performance dont leur fondement consiste à attribuer un niveau de performance déterminé à la structure à l'aide d'une analyse statique non linéaire Pushover, a rendu l'estimation de cette rigidité et par la suite le dimensionnement de la structure pour des différents niveaux de performance une opération dense pour l'ingénieur. En effet, Le choix d'un niveau de performance parmi les différents niveaux aura certainement une influence sur la rigidité de la structure. L'ingénieur est censé d'exprimer cette influence en terme de rigidité et effectuer son dimensionnement sur la base de cette évaluation. D'où vient l'idée d'élaborer des courbes indicatives de la rigidité nécessaire pour un bâtiment donné et qui correspond à chaque niveau de performance dans le but de permettre à l'ingénieur et à partir de données générales de son bâtiment telles que : la surface de plancher, le nombre d'étages ainsi que le mouvement sismique, d'avoir une estimation de la rigidité qu'il devrait assurer pour que son bâtiment aura un comportement dont sa performance est connue préalablement. Ce travail présente une méthode pour atteindre cet objectif ainsi que l'intérêt qui va nous apporter.

### 2. ESTIMATION ANALYTIQUE DE LA RIGIDITE DES STRUCTURES EN BETON ARME [1]

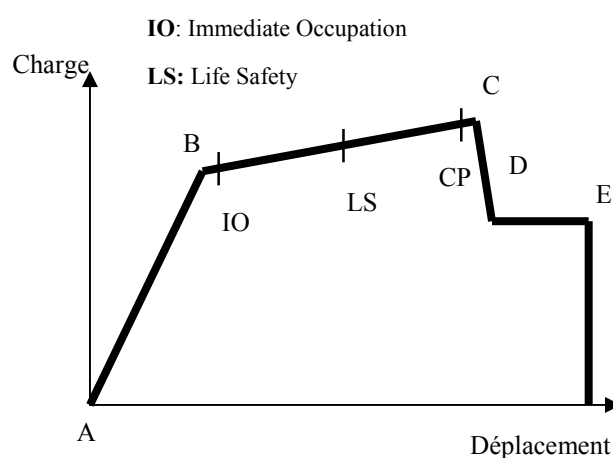
Les structures en béton armé se composent généralement d'assemblages de poteaux et poutres, appelé portiques. Chaque élément possède sa propre rigidité. Toutefois, pour ces structures, on peut avoir des expressions de la

rigidité qui tiennent compte du béton et de l'acier et la rigidité du portique et par la suite d'un étage, peut être déterminée en se référant à un calcul de résistance des matériaux et de béton armé.

### 3. RIGIDITE DE LA STRUCTURE DANS LE CADRE D'UNE METHODE EN PERFORMANCE

La FEMA 356 [2] définit quatre niveaux de performance correspondant à l'endommagement attendu après un séisme (Fig. 1.3):

- Opérationnel : les fonctions du bâtiment restent opérationnelles et les dommages sont insignifiants.
- Occupation immédiate : le bâtiment reste sûr et habitable et les réparations sont mineures.
- Sécurité des personnes : la structure reste stable avec une marge de sécurité confortable et les dommages sont non structuraux et restent localisés.
- Non-effondrement : le bâtiment ne s'effondre pas et les dommages sont généralisés.



**Figure 1.** Courbe type Charge-Déformation de "Pushover" : représentation de plages de dommages conventionnelles [2]

On peut constater que pour le même plan architectural d'une structure, et si on fait varier les sections des éléments porteurs, il serait possible d'avoir une autre réponse qui correspondra à un autre niveau de performance. Chaque réponse se distingue par sa performance qui se répercute sur le dimensionnement de la structure et par la suite sur sa rigidité. Donc, il faut avoir un outil de calcul qui permet d'attribuer les différents niveaux de performance à la structure. Dans ce contexte, l'analyse statique non linéaire Pushover se représente comme l'une des méthodes les plus pertinentes.

### 4. ANALYSE PUSHOVER, MÉTHODE ATTRACTIVE

L'analyse statique Pushover est un outil utilisé pour l'évaluation de la performance sismique des bâtis existants ainsi que des nouvelles structures. L'utilisation de cette analyse nous permet d'évaluer la demande sismique imposée par le séisme au niveau de la structure et ses composantes [3].

### 5. COURBE DE CAPACITE ET POINT DE PERFORMANCE [4]

Le calcul non linéaire lancé par l'analyse Pushover permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

## 6. FORMULATIONS NUMERIQUES

Dans le cadre de l'application d'une analyse Pushover sur des structures en béton armé, certaines procédures et formulations de calculs devraient précéder l'exécution de cette analyse. En effet, le caractère non-linéaire de cette analyse exige un raffinement dans la formulation des lois de comportement des éléments de la structure. Ces lois de comportement doivent être établies pour chaque élément de la structure porteuse : poteaux, poutres et voiles et seront appliquées au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue sous le nom de *rotule plastique*[5].

## 7. MISE EN ŒUVRE NUMERIQUE ET EXEMPLE ETUDIES

La présente partie sera consacrée à la mise en application de l'analyse Pushover dans le but d'estimer la rigidité correspondante aux certains niveaux de performance pour des différents bâtiments tests. En faisant varier le nombre des étages de chaque bâtiment (R+10, R+13, R+17 et R+20) et en effectuant des analyses Pushover pour deux niveaux de performance, le Non-effondrement (Collapse Prevention, CP) et la sécurité de personnes (Life Safety, LS), une estimation de la rigidité du niveau RDC nécessaire pour atteindre chaque niveau de performance sera effectuée. Ces calculs seront effectués à l'aide du logiciel SAP2000.

### 7.1. Caractéristiques des matériaux

#### 7.1.1. Le béton

Les valeurs principales sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 1.** Loi de comportement du béton

|                                    |                     |
|------------------------------------|---------------------|
| Contrainte de compression $f_{cj}$ | 25 MPa              |
| Contrainte de traction $f_{tj}$    | 2.1 MPa             |
| Module de Young E                  | 32164.195 Mpa       |
| Déformation $\epsilon_0$           | $2 \cdot 10^{-3}$   |
| Déformation ultime $\epsilon_u$    | $3.5 \cdot 10^{-3}$ |

#### 7.1.2. L'acier

Les caractéristiques principales sont reportées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 2.** Loi de comportement de l'acier

|   |  |
|---|--|
| Limite élastique $f_c$                  | 400 MPa                                  |
| Contrainte de calcul $f_s=f_c/\gamma_s$ | 400 MPa ( $\gamma_s=1$ , cas accidentel) |
| Module de Young $E_s$                   | 200000 Mpa                               |
| Déformation élastique $\epsilon_y$      | $2 \cdot 10^{-3}$                        |
| Déformation plastique $\epsilon_h$      | $10 \cdot 10^{-3}$                       |

### 7.2. Modèles des bâtiments testés

Les modèles des bâtiments testés sont des modèles tridimensionnels, encastrés à la base, avec des masses des étages courants concentrés au niveau de centre de gravité de chaque étage (Figure. 2). Ainsi, les deux types de bâtiments testés dans cette application se distinguent par leurs surfaces de plancher différentes (15mx15m, 20mx20m) avec une portée des poutres égales dans les deux directions et qui vaut 5m. La hauteur de chaque étage est de 3m. Seulement le nombre des étages sera varié pour les autres bâtiments (R+13, R+17 et R+20).

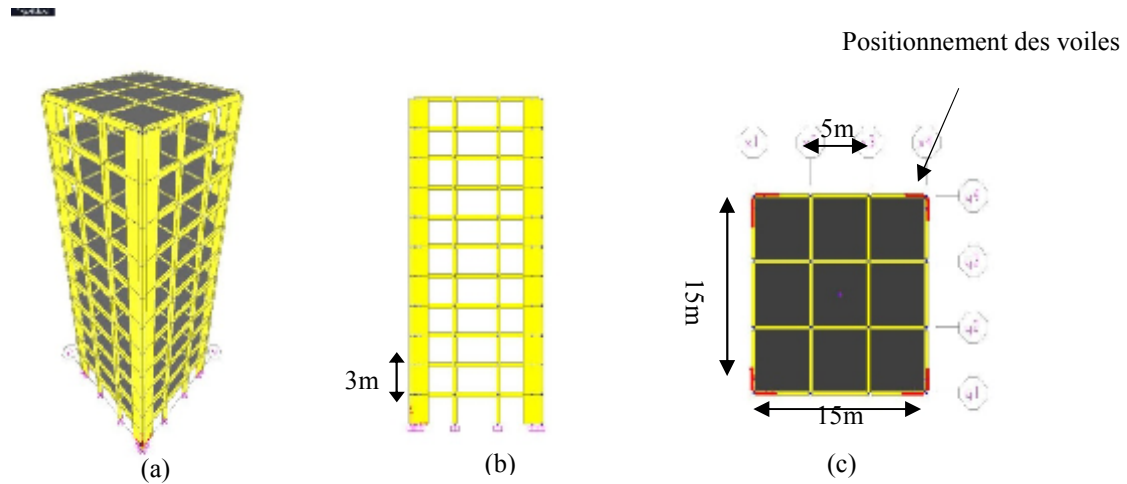


Figure 2. Différentes perspectives du bâtiment de  $225m^2$ , (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

## 7.2. Modélisation des voiles

L'article 6.8.2.1 de la FEMA 356 permet une modélisation des voiles élancés par un modèle équivalent poteau – poutre. L'article recommande aussi de prendre en compte la rigidité de la zone de connexion entre la poutre et le voile. Une hypothèse qui nous permet de décrire la loi de comportement des voiles de la même façon que celle des poteaux.

## 7.3. Mouvement sismique

Le mouvement sismique considéré dans cette application est le séisme d'El-Centro défini par un spectre de réponse en accélération à 5% d'amortissement lissé conformément à l'ATC 40 [4] (Figure 3).

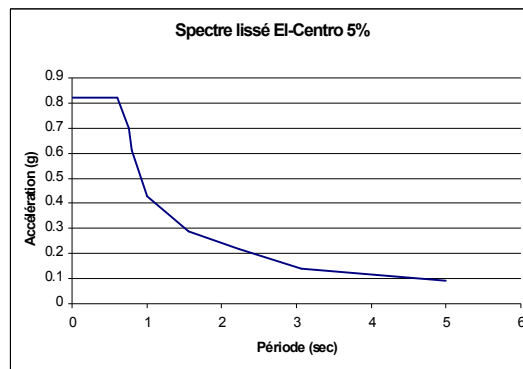


Figure 3. Spectre lissé El-Centro 5% [4]

Etant donné la symétrie du bâtiment, seulement la direction longitudinale sera considérée dans les calculs.

## 7.4. Résultats

#### 7.4.1. Variation de la rigidité pour l'étage RDC

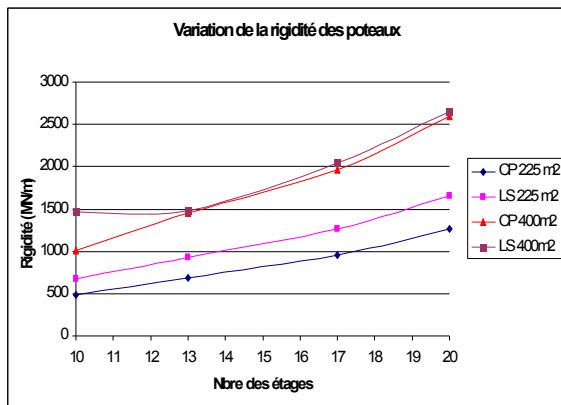


Figure 4. Variation de la rigidité des poteaux

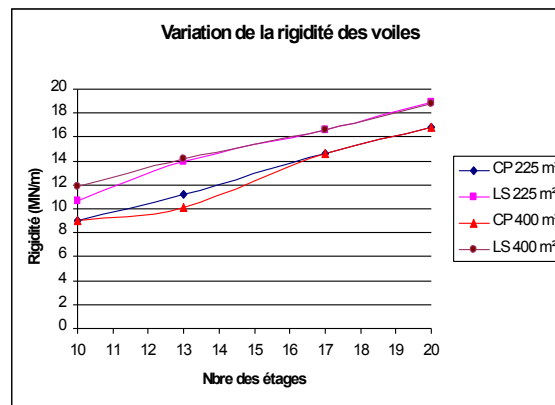


Figure 5. Variation de la rigidité des voiles

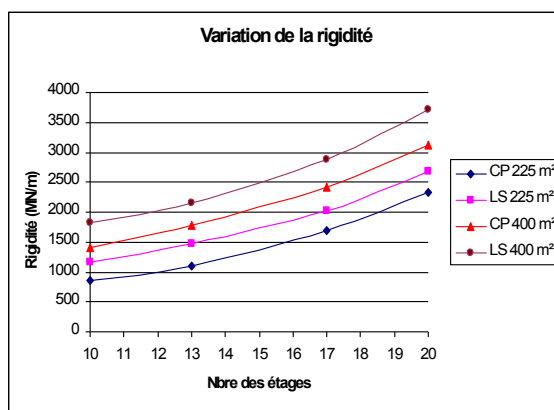


Figure 6. Variation de la rigidité du RDC

Nous remarquons que la rigidité des poteaux dans le cas de 400 m<sup>2</sup> prend des valeurs semblables pour les deux niveaux de performance, ce qui témoigne le rôle des dimensions des voiles dans la réponse de la structure ainsi que celui des poutres.

## 8. EXPLOITATION DES RESULTATS

À partir des résultats obtenus, deux conclusions principales peuvent être déduites comme suit :

### 8.1. Rapport de rigidité entre les deux niveaux de performance C.P et L.S

Les résultats obtenus nous ont montré que le passage d'un niveau de performance "C.P" à un niveau de performance "L.S" nécessite une augmentation de 24 % en moyenne dans la rigidité. La variation de la rigidité relative à l'étage RDC est représentée comme suit :

### 8.2. L'élaboration d'un abaque de prédimensionnement

En effet, les résultats issus de notre travail serviront comme une base de données pour l'élaboration d'un abaque de pré-dimensionnement spécialement développé pour cet usage et qui se conforme à la dialectique des méthodes en performance.

Cet abaque est élaboré comme suit :

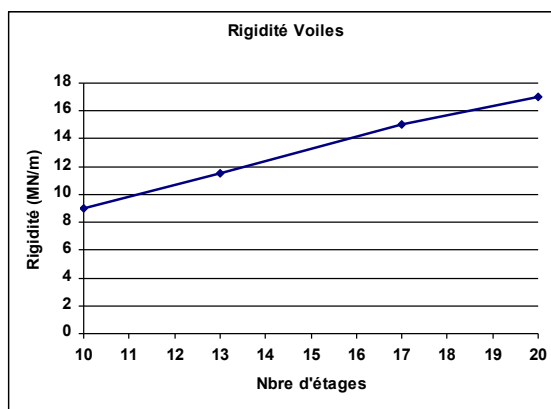


Figure 7. Rigidité des voiles en fonction du nombre d'étages pour le niveau de performance C.P

8.2.1. Une rigidité des poteaux déduite de l'abaque suivant (Figure 8.)

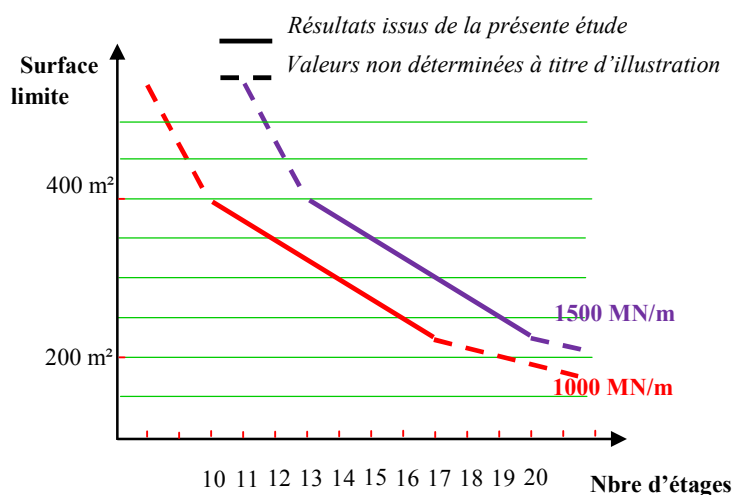
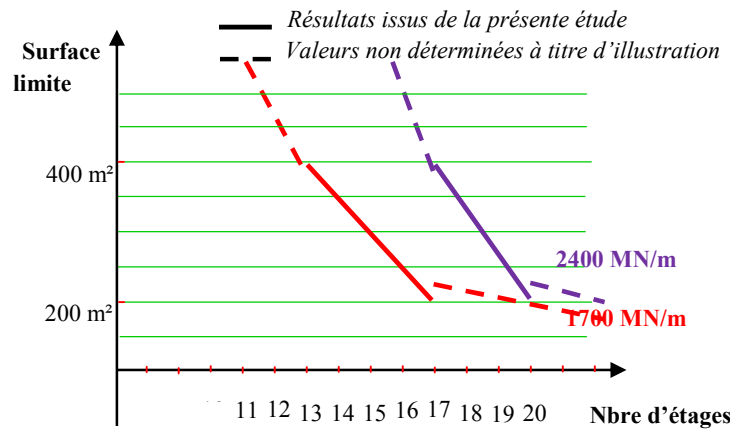


Figure 8. Exemple d'un abaque de prédimensionnement des poteaux en fonction de la rigidité déterminée pour différentes surfaces de plancher, nombre d'étages, le niveau de performance C.P et le mouvement sismique d'El-Centro à 5% d'amortissement

8.2.2. Une rigidité totale déduite de l'abaque suivant (Figure 9)



**Figure 9.** Exemple d'un abaque de prédimensionnement d'étage RDC en fonction de la rigidité déterminée pour différentes surfaces de plancher, nombre d'étages, le niveau de performance C.P et le mouvement sismique d'El-Centro à 5% d'amortissement

## 9. EXEMPLES DE VALIDATION DES RESULTATS

Pour vérifier la fiabilité des résultats obtenus, nous présenterons dans la suite, deux exemples qui nous permettront d'utiliser ces deux principaux résultats. Le premier exemple consiste à effectuer un dimensionnement d'un bâtiment à partir des données générales précédentes. Le deuxième fera l'objet de la vérification du rapport déterminé pour le passage d'un niveau de performance "C.P" au niveau "L.S".

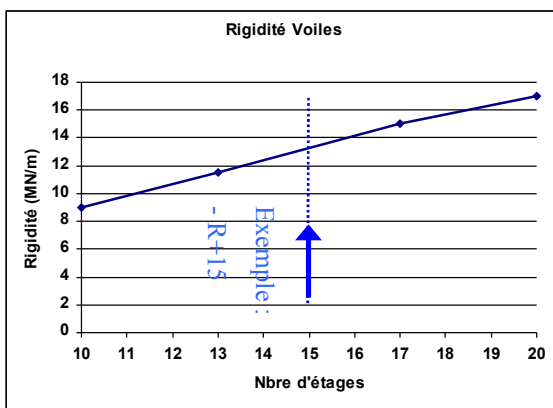
### 9.1. Exemple 01

Dans cet exemple, une application de prédimensionnement d'un bâtiment selon la procédure présentée ci-dessus sera effectuée dans le but de valider les résultats obtenus.

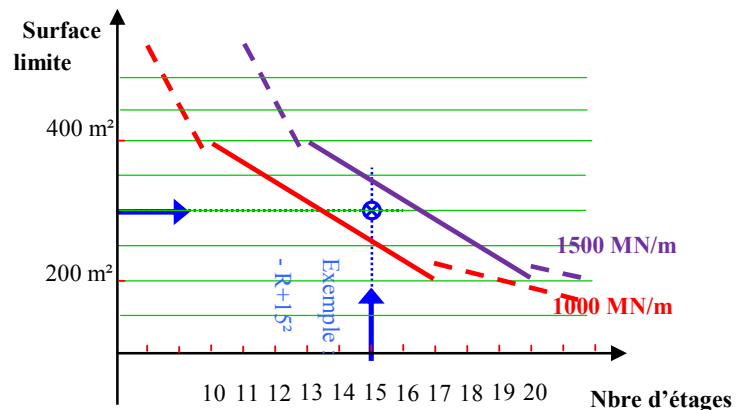
Le bâtiment choisi est défini par les données suivantes :

- surface de plancher de 300 m<sup>2</sup>
- nombre d'étages R+15
- niveau de performance C.P
- mouvement sismique d'El-Centro (Figure 3)

L'utilisation de l'abaque de pré-dimensionnement (Figure 7, Figure 8 et Figure 10) se fait comme suit :

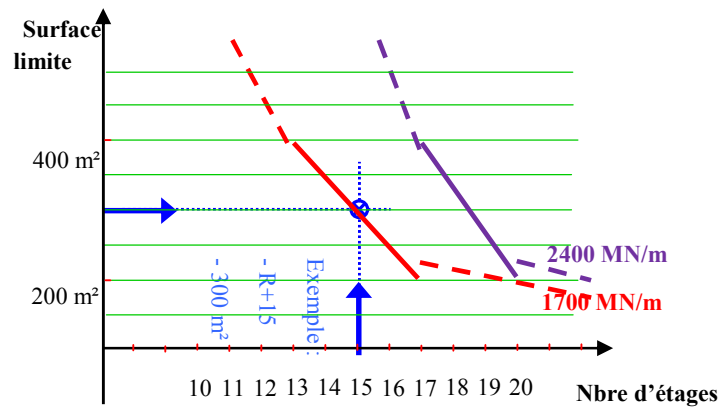


**Figure 10.** Détermination de rigidité des voiles en fonction du nombre d'étages pour le niveau de performance C.P



**Figure 11.** Détermination de la rigidité des poteaux en fonction de la surface de plancher, nombre d'étages, le niveau de performance C.P et le mouvement sismique d'El-Centro à 5% d'amortissement





**Figure XII.** Détermination de la rigidité totale du niveau RDC en fonction de la surface de plancher, nombre d'étages, le niveau de performance C.P et le mouvement sismique d'El-Centro à 5% d'amortissement

À partir de ces abaques et par interpolation, on peut déduire la rigidité des voiles ainsi que la rigidité des poteaux et la rigidité totale de l'étage RDC. Les valeurs obtenues sont comme suit :

- Rigidité des voiles qui vaut **13.1 MN/m**
- Rigidité des poteaux qui vaut **1200 MN/m**
- Rigidité totale qui vaut **1700 MN/m**

On rappelle que ces rigidités correspondent à une seule direction de calcul et pour le niveau RDC.

La rigidité des voiles s'obtient en disposant par exemple dans les quatre coins du bâtiment et pour les deux directions, des voiles d'une épaisseur de 20 cm et de longueur de 1.2 m avec un ferrailage de 11.31 cm<sup>2</sup> (10T12) par face.

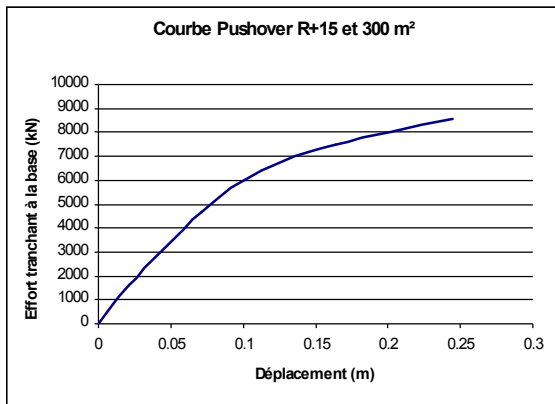
Pour les poteaux, cette rigidité s'obtient en disposant des poteaux d'une section de 65cm x 65cm avec un ferrailage de 18.85 cm<sup>2</sup> (6T20) par face.

La rigidité totale s'obtient par l'utilisation des poutres de section 30cm x 45cm, de ferrailage de 15.14 cm<sup>2</sup> (6T16 + 2T14) et d'une portée de 4.33 m dans les deux directions.

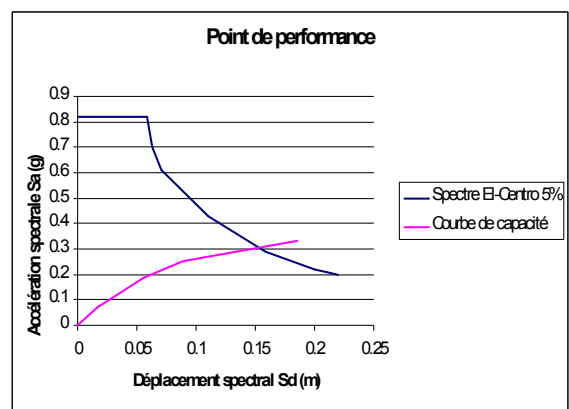
### 9.1.1. Analyse Pushover du bâtiment

Les mêmes démarches de calcul qui précèdent l'analyse Pushover sont appliquées pour le cas de ce bâtiment. Les résultats obtenus sont comme suit :

La courbe Pushover obtenue est représentée sur la figure suivante :



**Figure 13.** Courbe Pushover du bâtiment



**Figure 14.** Détermination du point de performance

### 9.1.1.1. Calcul du déplacement cible $\delta_t$ [4]

L'accélération spectrale à  $T_e = 1.01s$  vaut  $S_a = 0.39g$ . Il vient que le déplacement cible correspond à ce niveau de performance vaut :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \omega_e^2 = 17.98 \text{ cm}$$

Les coordonnées du point de performance sont données comme suit :

$$(S_a (m/s^2), S_d (m)) = (0.31 \text{ g}, 0.159) \rightarrow (V (kN), D (m)) = (7856.23, 0.186)$$

Donc, les deux valeurs de déplacement cible sont proches (17.98 cm et 18.6 cm), ce qui nous montre la fiabilité de cette procédure à dimensionner la structure par rapport à un niveau de performance précis sans passer par toutes les étapes de calcul non-linéaire.

## 9.2. Exemple 02

Dans le même contexte de validation des résultats, une augmentation de 24% de la rigidité déjà déterminée pour le niveau de performance "C.P" sera effectuée pour ce bâtiment et cela dans le but de vérifier la précision de ce rapport pour passer au niveau de performance L.S.

La rigidité correspondant au niveau de performance "C.P" est de **1700 MN/m**

Une augmentation de 24 % nous donne une valeur de **2040 MN/m**

Cette rigidité s'obtient par disposition des sections suivantes :

- des poteaux de 70cm x 70cm et d'un ferrailage de 18.85 cm<sup>2</sup> (6T20) par face
- des voiles de 1.4 m et d'un ferrailage de 14.7 cm<sup>2</sup> (13T12) par face
- des poutres de section de 30cm x 45cm et d'un ferrailage de 12.06 cm<sup>2</sup> (6T16)

### 9.2.1. Analyse Pushover du bâtiment

Les mêmes démarches de calcul qui précèdent l'analyse Pushover sont appliquées pour le cas de ce bâtiment. Les résultats obtenus sont comme suit :

La courbe Pushover obtenue est représentée sur la figure suivante :

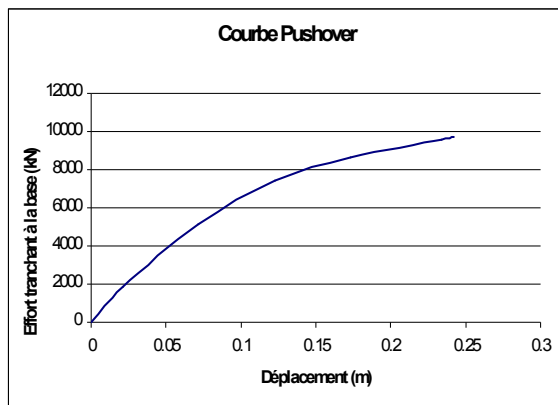


Figure 15. Courbe Pushover du bâtiment

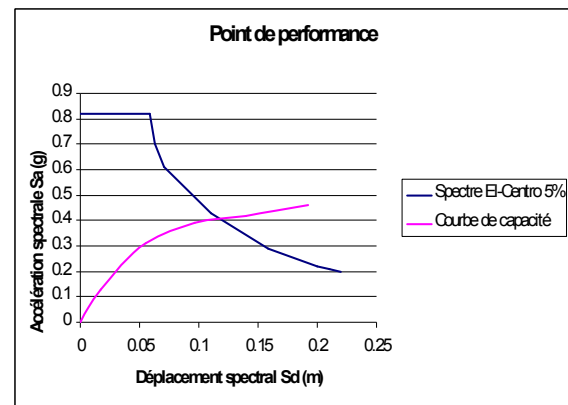


Figure 16. Détermination du point de performance

Les mêmes démarches de calcul du déplacement cible nous donne une valeur de 13.2cm. Une valeur qui correspond au niveau de performance L.S (Figure 16).

## 10. CONCLUSION GENERALE

Le but principal du présent travail est l'estimation des différentes rigidités correspondant aux différents types de bâtiments. Ces bâtiments sont définis par des données générales à savoir : leurs surfaces de plancher et le nombre d'étages. L'évaluation de ces rigidités est effectuée conformément à une nouvelle dialectique en ingénierie parasismique à savoir les méthodes en performance. Une généralisation de cette application pour d'autres niveaux de performance, autres mouvements sismiques ainsi que d'autres types de bâtiments permet d'obtenir des différentes courbes indicatives de la rigidité requises pour chaque cas, autrement dit, savoir au préalable, où se situer pour offrir à ce type de bâtiment un niveau de performance déterminé sous l'effet d'un mouvement sismique précis, ce qui apporte un grand allègement dans les opérations de prédimensionnement. L'intérêt principal d'une telle procédure est de donner plus d'envergure à l'application des règles parasismiques aux constructions par la mise en main des ingénieurs, qui n'auront pas forcément une connaissance approfondie dans le calcul non-linéaire des structures, des outils de calcul simplifiés conformes à la nouvelle dialectique de l'ingénierie parasismique pour leurs travaux de prédimensionnement. Il leur est possible de déterminer rapidement la rigidité requise afin que la structure réponde aux règlements. Egalement, l'utilisation de cet abaque s'étend au champ de la vulnérabilité des structures, du fait qu'il serait possible de vérifier la vulnérabilité d'une structure existante en comparant la rigidité de ses éléments avec celle donnée par l'abaque. Toutefois, pour une utilisation minutieuse et plus généralisée d'un tel abaque de prédimensionnement, d'autres paramètres devraient être introduits comme : la zone sismique et la classe de sol, ceci pourra être fait par exemple par des facteurs de correction qui devront être déterminés.

### Références bibliographiques

- [1] : H. Thonier. Conception et calcul des bâtiments, Presse de l'E.N.P.C, 2001
- [2]: FEMA 356. Federal Emergency Management Agency; Washington, D.C
- [3]: H. Krawinkler & G. Seneviratna. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation; Engineering structures, Vol. 20. Nos 4-6, pp 452-464, 1998
- [4] : AFPS, 2006. Méthodes en déplacements : Principe - Codification – Application, Cahier technique AFPS N° 26, Avril 2006
- [5]: G. E. Penelis & A. J. Kappos. Earthquake-resistant Concrete Structures, 1997
- [6] : BAEL 91. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Editions EYROLLES, Juillet 1992
- [7]: E. Spacone & R. Martino & G. Kingsley. A Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures; Colorado Advanced Software Institute
- [8] : D. Combuscure. Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000
- [9] : E. Saez. Conception des bâtiments basés sur la notion de performance; Ecole Centrale de Paris, Mars 2006
- [10]: Applied Technology Council, ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ; Chapitre 8. pages 8-1 à 8-65, California, 1996
- [11]: O. Sermin. Evaluation of Pushover Analysis procedures for Frame Structures; Middle East Technical University, April 2005

## EFFET DU TAUX D'AMORTISSEMENT D'UN SYSTEME D'ISOLATION LRB SUR LA REPOSE SISMIQUE D'UN BATIMENT

HADJ MOHAMED. OUNIS<sup>1</sup>, ABDELHAFID. OUNIS<sup>2</sup>

<sup>1</sup> MAITRE ASSISTANT, INSTITUT DE GENIE CIVIL, HYDRAULIQUE & ARCHITECTURE, UNIVERSITE HADJ LAKHDAR BATNA, OUNIS\_HM@YAHOO.FR

<sup>2</sup> MAITRE DE CONFERENCES, DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL UNIVERSITE MOHAMED KHIDER, BP 145 RP, 07000 BISKRA, SAFIDIN@YAHOO.FR

### Thème N° 5 : Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone sismique;

#### Résumé

Suite aux séismes qui bouleversaient cycliquement notre pays, le chercheur est émergé d'anticiper à limiter au maximum les dégâts tout en cernant le mieux possible tous les facteurs influençant sur la réponse sismique de la structure, à cet égard deux approches de conception sont possibles, celle des structures conventionnelles dont on augmente la capacité de résistance de la structure, une deuxième approche concerne les structures à base d'isolation permettant par le biais des éléments artificiels de réduire et filtrer les forces sismiques induites à la superstructure. Ce papier présente une mise au point sur la technologie d'isolation sismique en étudiant particulièrement les performances du système LRB et afin d'illustrer l'effet du taux d'amortissement du système d'isolation LRB sur la réponse sismique d'un bâtiment isolé, une vaste investigation en consiste en une étude paramétrique qui tient compte de la variation progressive du taux d'amortissement (08% à 35%) sous différentes excitations sismiques. En utilisant une analyse non linéaire par accélérogramme, les déplacements et les accélérations à différents niveaux du bâtiment isolé ont été examinés, les résultats montrent que l'efficacité de l'isolateur augmente avec le rapport d'amortissement au fur et à mesure qu'on se rapproche de la plage de 20 %. Au-delà de cette valeur, l'isolateur devient moins efficace

**Mots –Clés :** Amortissement, Isolation à la base, Système LRB, Hystérésis, non linéaire

## 1. INTRODUCTION

La conception sismique des structures de bâtiments est basée sur le concept d'augmentation de capacité de résistance des structures en utilisant une variété de systèmes de contreventements tels que systèmes portique, voile, mixte etc. ... Cependant ces méthodes traditionnelles souvent résultent de fortes accélérations à l'étage supérieur pour des structures rigides ainsi que des grands déplacements inter-étages pour les structures flexibles et à cause de ça les équipements et les éléments non structuraux peuvent souffrir des dommages significatifs durant un majeur séisme, même si la structure reste intact, il est intolérable pour les bâtiments que les équipements que contiennent peut parfois être plus coûteux et de grandes valeurs à celles des structures elles-mêmes. Dont l'ordre de minimiser les déplacements inter-étages d'autant plus en réduisant les accélérations aux étages supérieurs, le concept d'isolation à la base devrait de plus en plus être adopté.

L'approche de la technique de l'isolation parasismique à la base et de la technique de la réponse contrôlée consiste à maîtriser les déplacements et les accélérations de l'ouvrage par conséquent à réduire les sollicitations dans ces éléments, en les maintenant à l'état élastique avec un niveau de dommages quasi nul des éléments non structuraux, cette technique permet d'une manière artificielle à allonger la période propre de l'ouvrage dans les basses fréquences à faible énergie sismique induite. Le système d'isolation choisi à la base de notre étude est le système LRB (Appui élastomère frettés avec amortisseur en barreau de plomb) qui englobe les avantages suivants d'une part joue le rôle d'un isolateur, d'autre part d'un dissipateur d'énergie.[9]

## 2. MODELISATION DU SYSTEME LRB

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Le système d'isolateur à base d'élastomère est l'isolateur à base d'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel qu'illustré à la FIGURE. 1. Le noyau central en plomb est utilisé pour fournir une énergie de dissipation supplémentaire, la capacité d'absorption de l'énergie du noyau en plomb réduit considérablement les déplacements latéraux. Le système devient essentiellement comme un amortisseur hystérésis, les caractéristiques de celui-ci peuvent être modélisé exactement par une équation différentielle non linéaire couplée, une boucle hystérétique typique, tel que élasto-plastique, frottement rigide et bilinéaire hystérésis sont générés en attribuant des valeurs appropriées aux variables de l'équation différentielle [4]

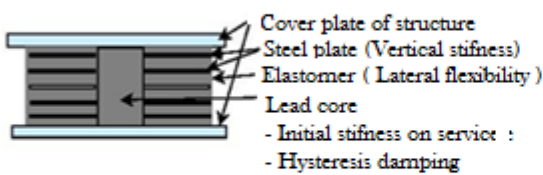


FIGURE 1. Isolateur élastomérique avec noyau

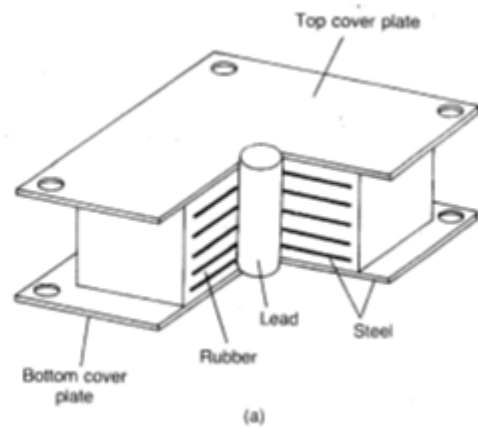


FIGURE 2.a. Appui fretté à noyau en plomb

Le système LRB est montré dans la FIGURE 2.a, avec un modèle mathématique montré dans la FIGURE 2.b et le comportement force-déformation montré en FIGURE 2.c

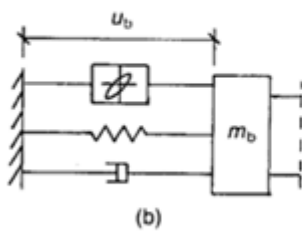


FIGURE 2.b. Modèle mathématique du système LRB

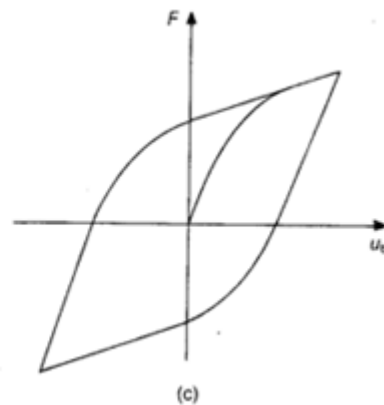


FIGURE 2.c. Courbe hystérésis force-déformation du système LRB

## 3. MODELE STRUCTUREL DU BATIMENT ISOLE

Le modèle mathématique idéalisé de la structure du bâtiment isolé à plusieurs étages est modélisé comme une structure à deux degré de liberté dans chaque étage, monté sur un système d'isolation montré dans la FIGURE. 3.a, les hypothèses imposées aux systèmes structurels sont les suivantes [5]:

1. La superstructure reste dans le domaine élastique durant une excitation sismique, cela est du à la présence du système d'isolation
2. Les planchers sont supposés rigides dans leur plan et leurs masses sont concentrées au niveau de chaque plancher
3. Les poteaux sont inextensibles et légers offrant une rigidité latérale
4. Le système est soumis à deux composantes horizontales du mouvement sismique
5. Les effets de l'interaction sol-structure ne sont pas pris en compte

Pour un tel système, les équations gouvernant le mouvement sont obtenues en considérant l'équilibre des forces pour n'importe quel degré de liberté envisagé, l'équation de mouvement de la superstructure sous l'accélération sismique du sol est exprimée sous la forme matricielle suivante :

$$[M_s]\{\dot{x}_s\} + [C_s]\{x_s\} + [K_s]\{x_s\} = -[M_s]\{\Gamma\}(\ddot{x}_b + x_g) \quad (1)$$

$[M_s]$ ,  $[C_s]$ ,  $[K_s]$ , sont respectivement les matrices masse, d'amortissement et de rigidité de la superstructure

$\{x_s\} = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}^T$ ,  $\{\dot{x}_s\}$ ,  $\{x_s\}$ , sont respectivement les déplacements relatifs de l'étage, vecteurs vitesse et accélération

$x_b$ ,  $x_g$  sont les accélérations de la masse à la base et l'accélération sismique du sol

$\{\Gamma\}$ , le vecteur des coefficients d'influences

Le modèle structurel du bâtiment isolé est représenté dans la FIGURE. 3 comme suit :

**FIGURE 3.a.** Modèle mathématique d'une structure à N étage à base d'isolation LRB

**FIGURE 3.b.** Modèle hystérésis bilinéaire de l'isolateur

**FIGURE 3.c.** Modèle équivalent linéaire de l'isolateur

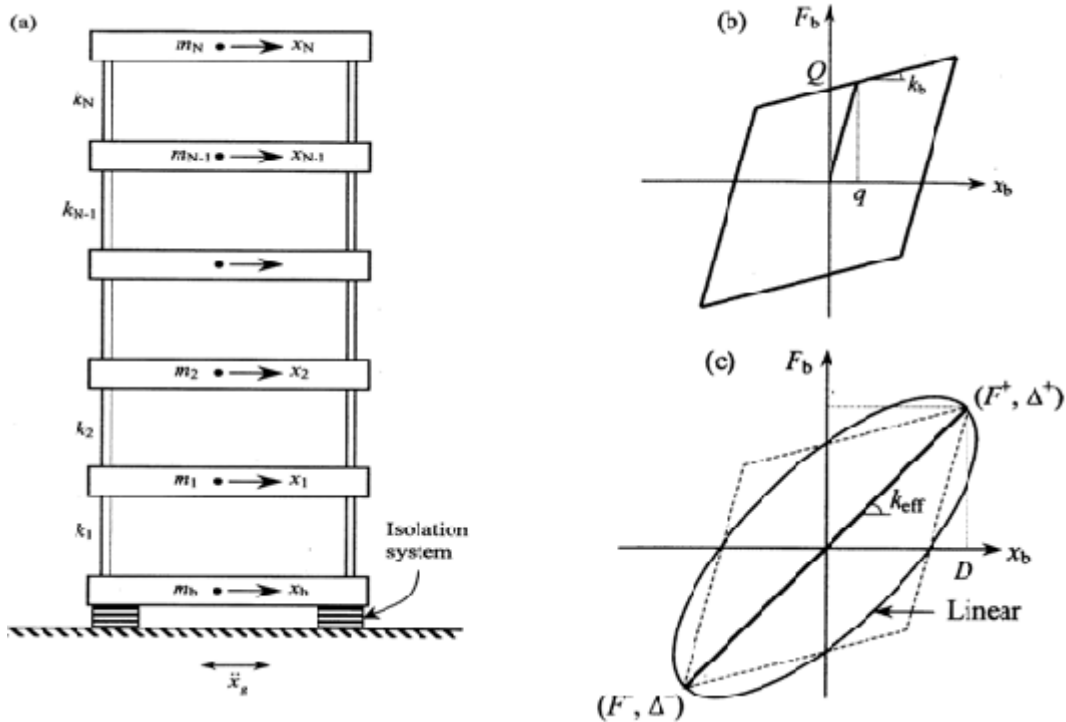
L'équation de mouvement correspondante de la masse à la base sous l'accélération sismique du sol est exprimé par :

$$m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + F_b - k_1 x_1 - c_1 \dot{x}_1 = -m_b \ddot{x}_g \quad (2)$$

$m_b$ ,  $F_b$  sont respectivement la masse de la base et la force de restauration développé dans le système d'isolation LRB

$k_1$ ,  $c_1$  sont respectivement la rigidité et l'amortissement du premier étage

La force de restauration  $F_b$  dépend d'une part du type système d'isolation utilisé d'autre part de l'approximation du modèle numérique utilisé



#### 4. MODELISATION MATHÉMATIQUE DU SYSTÈME LRB

Le comportement force déformation du système LRB peut être modélisé de deux manières distinctes :

1. Hystérésis non linéaire représenté par un modèle bilinéaire
  2. Un modèle d'amortissement équivalent linéaire visco-élastique pour un système non linéaire
- Comme dans les deux codes américains UBC et IBC, la caractéristique non linéaire force-déformation de l'isolateur peut être remplacé par un modèle équivalent linéaire grâce à la rigidité effective élastique et l'amortissement effective élastique. La force linéaire développée dans le système d'isolation peut être exprimé par :

$$F_b = K_{eff}x_b + C_{eff}\dot{x}_b \quad (3)$$

Dans lequel  $K_{eff}$  est la rigidité effective,

$$C_{eff} = 2\beta_{eff}M \quad (4)$$

Est l'amortissement effectif visqueux constant

$\beta_{eff}$ , le pourcentage d'amortissement effectif visqueux

$$\omega_{eff} = \frac{2\pi}{T_{eff}} \quad (5)$$

$\omega_{eff}$  est la fréquence effective de l'isolateur

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{M/K_{\text{eff}}} \quad (6)$$

la période effective de l'isolateur

La rigidité élastique linéaire équivalente pour chaque cycle de chargement est calculée à partir de la courbe force-déformation de l'isolateur obtenue expérimentalement et exprimé mathématiquement comme suit :

$$K_{\text{eff}} = \frac{F^+ - F^-}{\Delta^+ - \Delta^-} \quad (7)$$

Dans lequel  $F^+$  et  $F^-$  sont des forces positives et négatives correspondant à des déplacements d'essais  $\Delta^+$ ,  $\Delta^-$  respectivement ; ainsi que la rigidité effective est la pente des valeurs limites de la boucle d'hystérésis comme montré dans la FIGURE. 1c

L'amortissement effectif visqueux d'une unité d'isolateur calculé pour chaque cycle de chargement est spécifié comme suit :

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{E_{\text{loop}}}{K_{\text{eff}}(|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right] \quad (8)$$

$E_{\text{loop}}$ , est l'énergie de dissipation par cycle de chargement.

A un déplacement de conception D de l'isolateur la rigidité effective et le pourcentage d'amortissement effectif pour un système bilinéaire sont exprimés comme suit :

$$K_{\text{eff}} = K_b + \frac{Q}{D} \quad (9)$$

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{4Q(D-q)}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \quad (10)$$

## 5. SOLUTION DE L'EQUATION DE MOUVEMENT

Dans cette situation la technique de superposition modale classique ne peut être utilisée, car le système n'est pas classiquement amorti, en fait dans le premier cas l'amortissement n'est pas le même que ce soit pour la superstructure ou celui de l'isolateur, pour le deuxième cas le comportement de la courbe force-déplacement de l'isolateur est considéré non linéaire. Par conséquent l'équation de mouvement sera résolu numériquement en utilisant la méthode de Newmark, intégration pas à pas, en adoptant une variation linéaire de l'accélération pour un intervalle de temps très réduit pour résoudre l'équation de mouvement, l'intervalle de temps est pris  $\Delta t = 0.0001 \text{ s}$

## 6. ETUDE PARAMETRIQUE

Pour illustrer l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un bâtiment à base d'isolation, une investigation très large a été entreprise.

Il s'agit d'un bâtiment à huit étages en béton armé de forme rectangulaire en plan de  $12 \times 24 \text{ m}^2$  comportant quatre travées dans le sens longitudinal et deux travées dans le sens transversal avec une longueur de 6 m chacune. Les poutres sont de section  $30 \times 60 \text{ cm}^2$ , les poteaux sont de section  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  et la hauteur d'étage est de 3 m avec des dalles pleines de 18 cm d'épaisseur



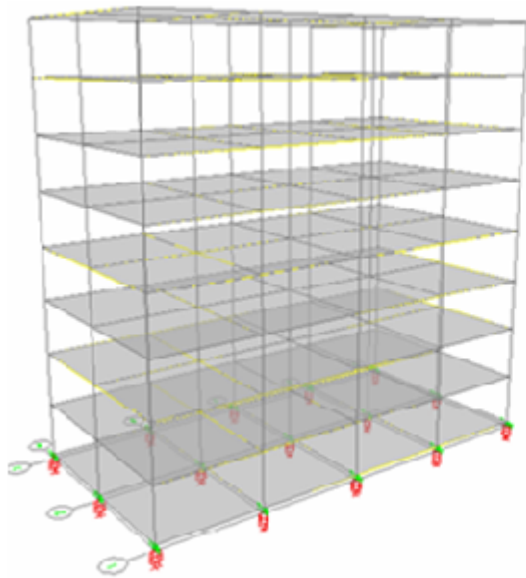


FIGURE 4.a . Vue en 3D de la structure isolée

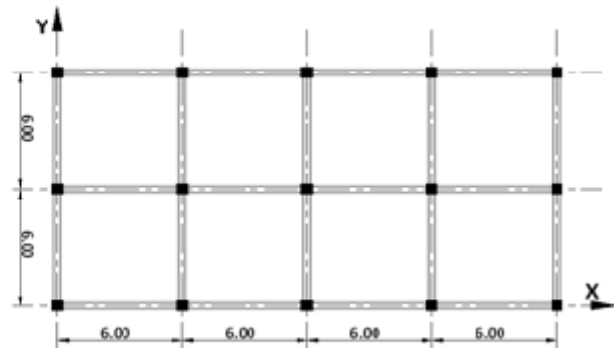


FIGURE 4.b. Vue en plan de la structure isolée

Une étude paramétrique qui tient compte de la variation du pourcentage d'amortissement sous différentes excitations sismiques a été faite, pour observer l'ampleur de la réponse sismique du bâtiment à base d'isolation LRB. Ce système d'isolation soumis à différents pourcentages d'amortissement effectif de 8% à 35% pour la même structure isolée. La simulation numérique a été établie par le logiciel ETABS V9. L'analyse fréquentielle des chargements sismiques considérés a montré que les gammes de fréquence de chaque excitation sismique sont réparties comme suit:

- La composante d'El Centro d'Imperial Valley : 0.15 à 0.5Hz.
- La composante d'Oakland OuterHarbor Wharf de LomaPrieta : 0.5 à 1.65Hz.
- La composante de Lexington Dam de LomaPrieta : 0.65 à 2.45Hz.
- La composante de SylmarCounty de Northridge : 0.35 à 3.6Hz.

Avec des accélérations maximales du sol (Peak Ground Acceleration) PGA de 0.436 g, 0.287 g, 0.442 g et de 0.604 g respectivement.

Les résultats de la comparaison des réponses maximales de la structure isolée sous différents pourcentages d'amortissement effectif du système d'isolation tenant compte des différentes excitations sismiques seront représentés dans les FIGURES suivantes

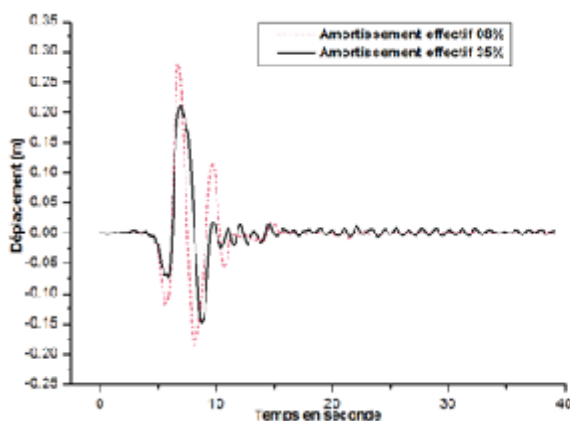


FIGURE 5. Déplacements absolus du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et (35%) soumis à la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

28

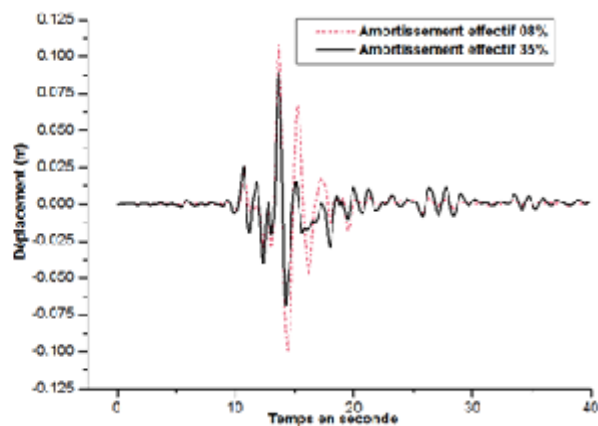


FIGURE 6. Déplacements absolus du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et (35%) soumis à La composante d'Oakland Outer du séisme de LomaPrieta.

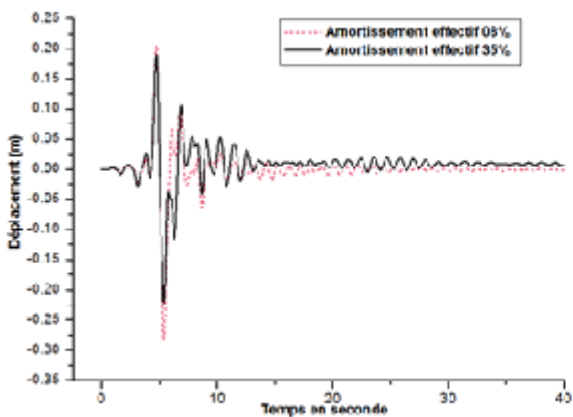


FIGURE 7. Déplacements absolus du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et 35% soumis à La composante de Lexington Dam du séisme de LomaPrieta

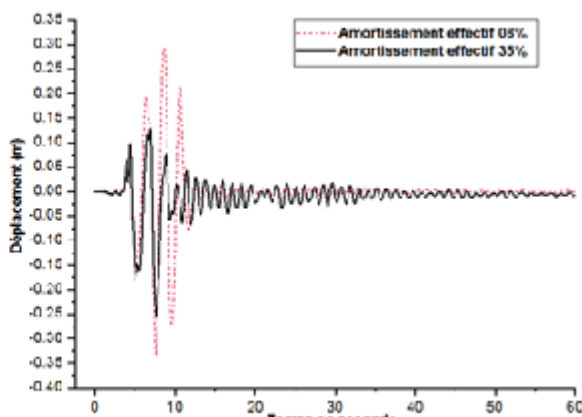


FIGURE 8. Déplacements absolus du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et (35%) soumis à La composante de Sylmar County du séisme Northridge

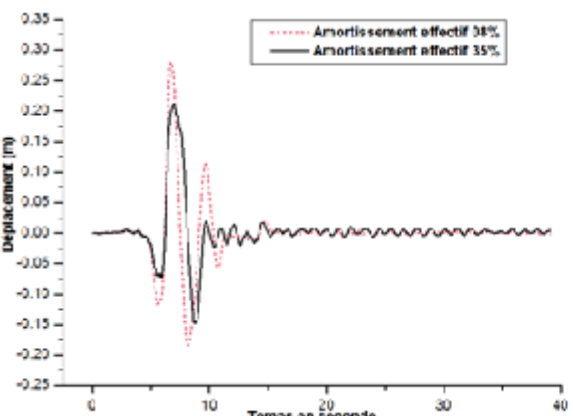


FIGURE 9. Déplacements absolus du système d'isolation avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et (35%) soumis à la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.

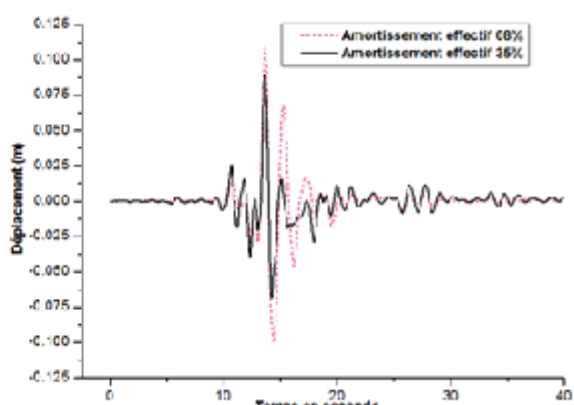


FIGURE 10. Déplacements absolus du système d'isolation avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et (35%) soumis à La composante d'Oakland Outer du séisme de LomaPrieta

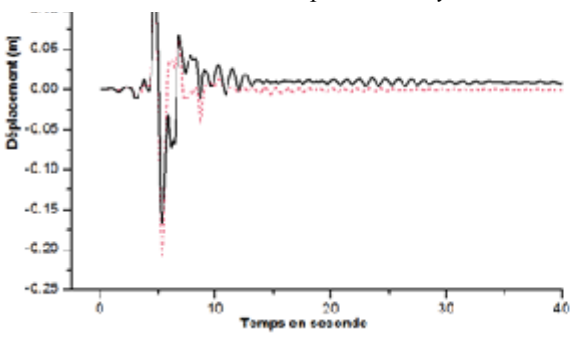


FIGURE 11. Déplacements absolus du système d'isolation avec des pourcentages d'amortissement effectif faible de (8%) et (35%) soumis à La composante de Lexington Dam du séisme de LomaPrieta

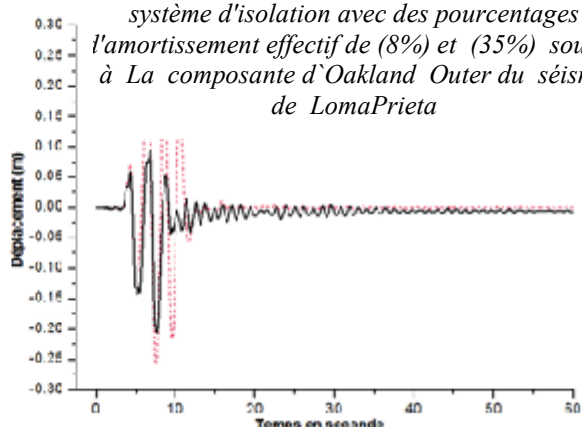


FIGURE 12. Déplacements absolus du système d'isolation avec des pourcentages d'amortissement effectif de (8%) et (35%) soumis à La composante de Sylmar County du séisme Northridge

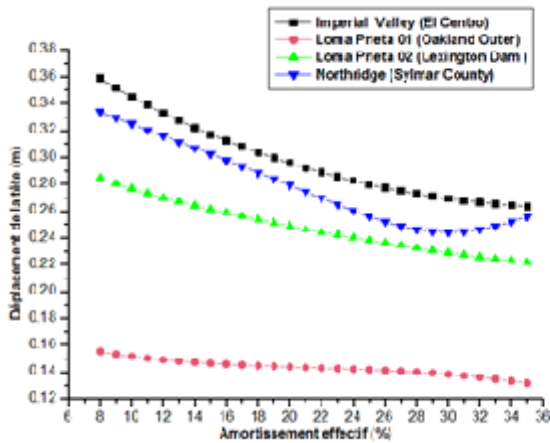


FIGURE 13. Déplacements maximaux absolus du 8ème niveau avec les différents pourcentages d'amortissement effectif

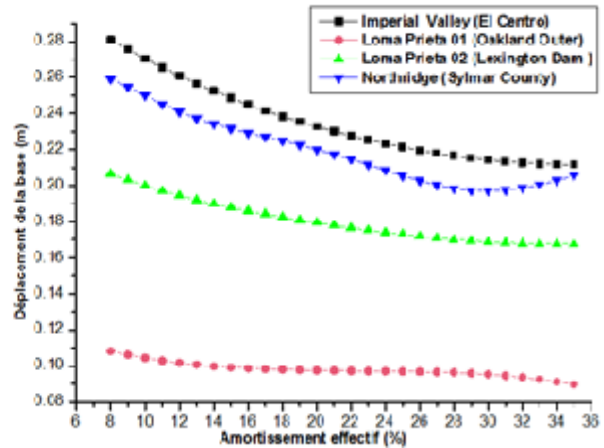


FIGURE 14. Déplacements maximaux absolus à la base avec les différents pourcentages d'amortissement effectif

D'après les représentations graphiques (FIGURE. 5 à 14) établies, nous constatons que les déplacements relatifs de la superstructure ou les déplacements absolus à la base pour une structure isolée sont diminués considérablement par l'augmentation de l'amortissement effectif pour toute excitation sismique prévue dans l'étude, cela est dû à la présence de barreaux de plomb LRB qui résiste aux déformations de cisaillement

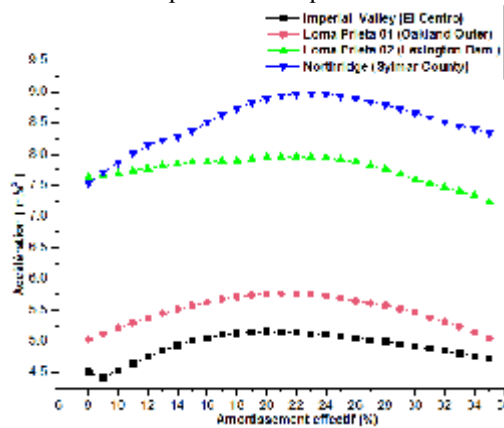


FIGURE 15. Accélérations maximales du 8ème niveau avec les différents pourcentages d'amortissement effectif

## 7.2 Accélération

D'après la FIGURE. 15, il est observé que les accélérations maximales transmises sont augmentés dans la plage de 08 à 20 % de l'amortissement effectif, contrairement au-delà 20% on enregistre une réduction des accélérations transmises et cela pour toutes les excitations sismiques

Ceci est traduit par le changement dans la force totale de cisaillement de l'isolateur, pour différentes valeurs de l'amortissement effectif, on a mentionné que :  $K_{eff} = K_d + \frac{Q}{D}$  donc :  $F_m = F_d + Q$ .

- Pour des amortissements effectifs faibles, l'augmentation de la force totale de cisaillement est due à l'augmentation de la force inélastique  $F_d$  (grand déplacement).
- Pour des amortissements effectifs moyens et forts, l'augmentation de la force totale de cisaillement de l'isolateur est due à l'augmentation de la force de résistance  $Q$  (petit déplacement).

### 7.3 Déplacements inter-étages

Les résultats représentés dans la FIGURE. 16 montrent que les déplacements inter étages pour tous les chargements sismiques utilisés sont généralement réduits avec l'augmentation du pourcentage de l'amortissement effectif.

D'après les résultats des réponses dynamiques maximales obtenus, remarquons que ces réponses correspondent avec les chargements sismiques utilisées et leurs Contenus fréquentiels. Cependant pour les déplacements à la base, la valeur optimale (max) a été enregistrée dans le cas du chargement du séisme d'Imperial Valley, et cela pour les différents pourcentages d'amortissement effectif avec une fréquence fondamentale d'environ 0.4 Hz, on ce qui concerne la valeur optimale (max) des accélérations correspond à la composante de Sylmar County du séisme de Northridge qui a un PGA de 0.604 g

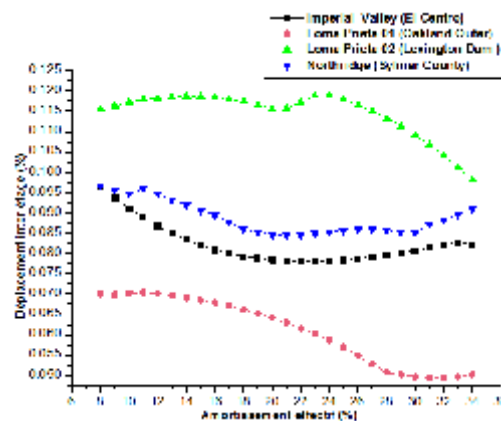


FIGURE 16. Déplacement inter-étages maximaux du 8ème niveau avec les différents pourcentages d'amortissement effectif

## 8. CONCLUSION

A l'issue d'une investigation de la réponse d'un bâtiment isolé, une étude paramétrique d'un bâtiment à base d'isolation à 08 niveaux monté sur un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead RubberBearings) LRB est effectuée dans le but de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent les déplacements absolus inter-étages et les accélérations de la superstructure. Cette étude consiste en une variation progressive de l'amortissement (8% à 35%) amortissement d'une manière incrémentale sous diverses excitations sismiques du sol.

Sur la base des résultats numériques de l'étude paramétrique, les conclusions suivantes peuvent être déduites

- Les déplacements relatifs de la superstructure ou absolus du système d'isolation sont diminués avec l'augmentation de l'amortissement effectif pour tous les chargements sismiques envisagés
- Les accélérations transmises à la superstructure sont augmentés pour un amortissement effectif faible, contrairement pour un amortissement moyen à fort, elles sont réduites considérablement.

Les déplacements inter étages pour tous les chargements sismiques utilisés sont généralement réduits avec l'augmentation du pourcentage de l'amortissement effectif.

## 9. REFERENCES

- [1] Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun chang , Base Isolation , Earthquake engineering Handbook page 823-853

- [2] Kelly, J. M., 1986. , Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography, *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, vol.11, page 135–146.
- [3] Naiem, F. and J.M. Kelly, 1999, *Design of Seismic Isolated Structures* , John Wiley & Sons, New York
- [4] R.S Jangid, Seismic behavior of base isolated building: state of the art , *Proc Inst Cin Engrs Structs & Bldgs* , 1995, 110 May, 186-203
- [5] Vasant A, Matsagar, R.S Jangid, Influence of isolator characteristics on the response of base-isolated structures, *Engineering Structures*, Vol. 26 , (2004), page 1735-1749
- [6] Fa-Gung Fan, goodarz Ahmadi, Seismic responses of secondary systems in base-isolated structures , *Eng. Struct* 1992, vol 14 N° 1 page 35- 48
- [7] Uniform Building Code, International conference of building officials, California: Whittier; 1997
- [8] International Building Code, International code council ,2000
- [9] D.Lagab systra France, isolation à la base et réponse sismique contrôlées , proceeding mai 2009
- [10] Computer and structures , Inc, ETABS Computer Program V9 , Berkeley, California, USA
- [11] Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering* , (2nd Edition). New Jersey, Prentice Hall, 2005
- [12] Trevor and Kelly , *Base Isolation of structure-Design Guidelines*, New Zeland, S,E. Holmes CGT Ltd

## **7. Vulnérabilité des structures**

## Analyse de la vulnérabilité d'un bâtiment administratif situé dans une zone de moyenne sismicité en Algérie

DJAFER HENNI Imane, DENINE Sidali, KHELIFA KERFAH Ilyas, KASSOUL Amar  
Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie  
(rosa@hotmail.com)

### Thème N° 6 : Vulnérabilité, pathologie et réhabilitation des structures et des ponts endommagés.

#### Résumé :

Cette article vise à d'étudier la vulnérabilité d'une structure ancienne située dans une zone révisée de faible à moyenne sismicité (IIa), après le changement du règlement parasismique Algérien. Cette étude est suivie par l'utilisation des différentes méthodes d'évaluation. L'analyse de la vulnérabilité de notre structure est traitée en premier temps par la méthode d'observation de la vulnérabilité résultant de séismes où la méthode d'expertise, dans un second lieu, on passe aux méthodes d'analyses dynamique linéaire et statique non linéaire. À l'issue de ce travail, on a conclu que notre structure a montré une large vulnérabilité dans la nouvelle zone sismique IIa.

**Mots clés :** Vulnérabilité, méthode d'expertise, méthode analytique simple, méthode 'pushover', courbe de capacité.

## 1. INTRODUCTION

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, tant par ses effets directs que par les phénomènes induits (mouvements de terrain, tsunamis, etc.) [1]. En outre, ces phénomènes peuvent aussi conduire à des pertes économiques parfois indépassables par le pays touché. Après le séisme d'El Asnam 1980 plusieurs codes parasismiques sont apparus. Le premier règlement parasismique Algérien est le RPA81/V1983 [2]. Ce code a connu différentes améliorations dans ses recommandations durant les dernières années, un nombre important des catégories de ces zones a été également changé. Depuis le séisme de Boumerdes en 2003, le zonage a été revu pour tout le territoire national, les nouvelles prescriptions sont décrites dans le code actuel (RPA99/V2003) [3]. Nous pouvons alors constater que la plupart des constructions implantées sur celui-ci sont dimensionnées selon l'ancienne version du règlement Algérien, d'où la nécessité de mettre en évidence la conformité de ces ouvrages avec la version actuelle du RPA99/V2003. L'objectif de notre étude concerne l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment dimensionné selon la version de 1983 où RPA81/V1983. Dans ce contexte, une évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment administratif implanté en 1987 en zone I, dans la wilaya de M'sila selon le règlement parasismique algérien (RPA81/1983) avant sa modification en 2003, laquelle est devenue zone IIa dans le code actuel, sera réalisée [4].

## 2. MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ

### 2.1 Notions

Le terme «vulnérabilité» est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments aux secousses sismiques. Par exemple, si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les bâtiments qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés.

L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures, et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables, il est intéressant d'utiliser des approches empiriques ou des analyses dynamiques théoriques des structures à l'étude proposées par différents chercheurs et organismes. Les approches pour l'évaluation de la vulnérabilité sont multiples et peuvent être classées soit selon leur degré de difficulté en fonction de temps de calcul (Lang, 2002) comme montre le tableau 1 [5].

L'analyse de la vulnérabilité de notre structure est limitée en premier temps sur la méthode d'observation de la vulnérabilité résultant de séismes où la méthode d'expertise, dans un second lieu, si elle n'est pas vérifiée on passe aux méthodes d'analyses détaillées [5].

**Tableau 1.** Classification selon le temps et la difficulté de calcul [5].

| Investissement | Temps et difficulté de calcul                        |                 |                             |                         |                     |
|----------------|--|-----------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
|                | Ensemble de bâtiments                                |                 |                             | bâtiment unique         |                     |
| Application    | Observation de la vulnérabilité résultant de séismes | Jugement Expert | Modèles analytiques simples | Attribution de pointage | Analyses détaillées |

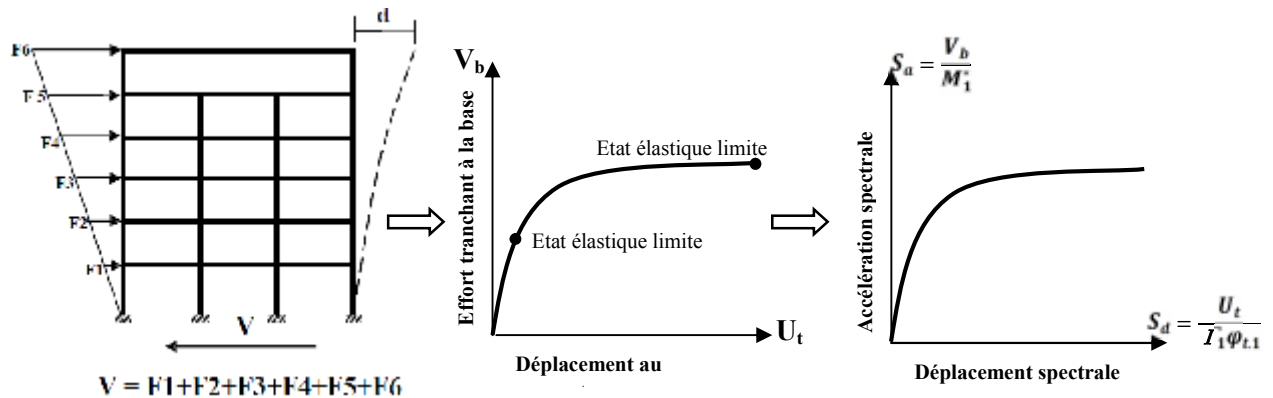
**2.1 Méthode d'observation ou d'expertise**

La méthode d'observation ou d'expertise a pour objectif d'estimer la capacité de résistance des ouvrages existants. Cette expertise nous renseigne sur les paramètres suivants [6] :

- Historique de l'ouvrage
- Type de structure.
- Matériaux
- Détails de réalisation
- Conditions de sol
- Dommages subis par l'ouvrage.

**2.2 Méthode d'analyse détaillée - Méthode statique non linéaire « Pushover »**

L'analyse 'pushover' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. La figure 1 montre graphiquement la procédure [7]. Le déplacement du sommet est représenté en fonction de la force sismique (effort tranchant à la base). Plusieurs niveaux d'endommagement peuvent être distingués à travers cette représentation graphique.



(a) courbe pushover d'un système à PDDL                      (b) courbe de capacité  
**Figure 1.** Signification physique de la courbe pushover

L'obtention de la courbe de capacité est composée de deux transformations :

- La force sismique (l'effort tranchant à la base  $V_b$ ) est transformée en accélération spectrale  $S_a$ , et le déplacement réel au niveau du toit  $u_t$  est transformé en déplacement spectral  $S_d$  (équation (1)):

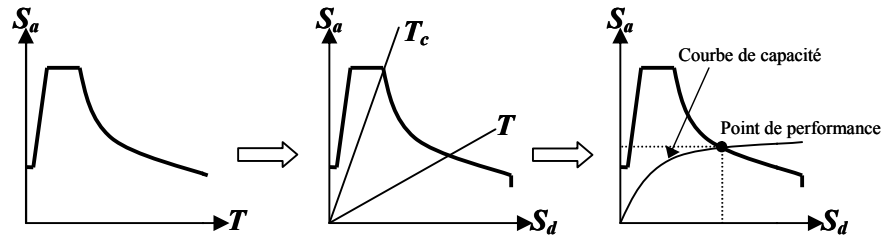
$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \qquad S_d = \frac{U_t}{\Gamma_1 \varphi_{t,1}} \qquad (1)$$

$M_1^*$  est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_j$  des différents niveaux (équation 2),  $\varphi_{t,1}$  est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (équation 2).

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1}^2} \qquad \Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1}^2} \qquad (2)$$



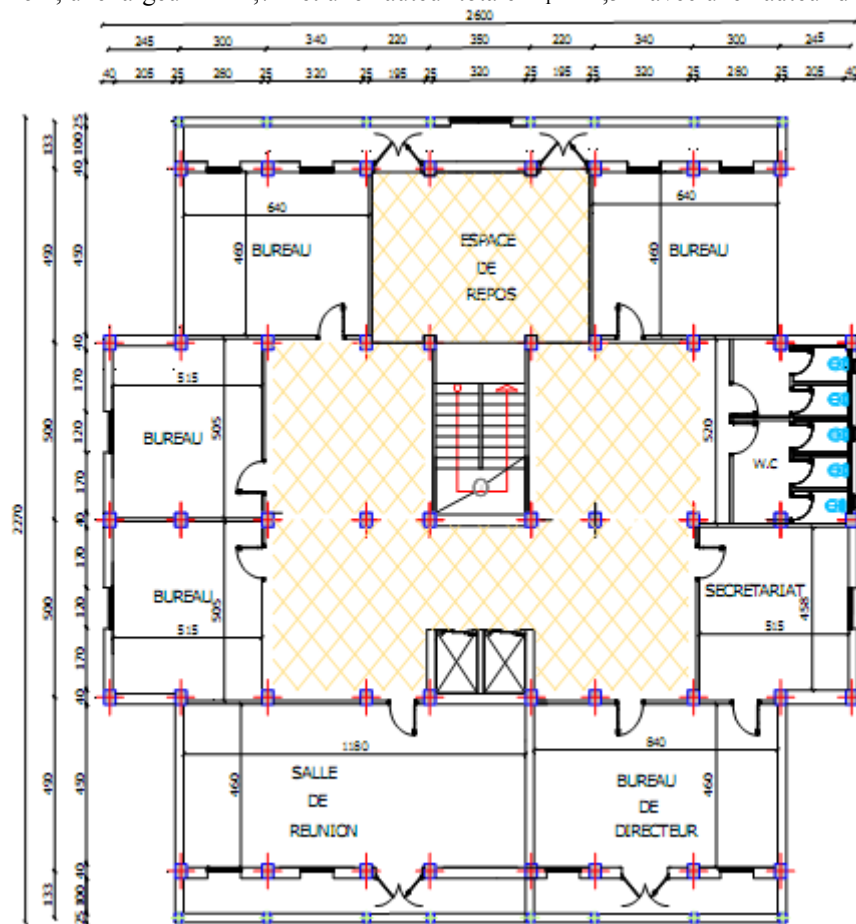
Nous obtenons, par ces transformations, une courbe de capacité dont les composantes sont le spectre du déplacement ( $S_d$ ) en abscisse et le spectre d'accélération ( $S_a$ ) en ordonnée (figure 2.a). Le point de croisement entre l'exigence (conversion du spectre de réponse conventionnel du format  $S_a-T$  au format  $S_a-S_d$ ) et la résistance (représentée donc par la courbe de capacité) fournit le point de fonctionnement et décrit donc l'état d'endommagement de l'édifice (figure 2.b).



(a) spectre élastique  $S_a-T$  au format  $S_a-S_d$  (b) Détermination du déplacement  
**Figure 2.** Détermination du point de performance.

### 3. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

L'ouvrage choisi pour l'étude de la vulnérabilité sismique est un bâtiment administratif d'une grande importance de sept étages [4]. Ce bâtiment est construit en 1987 à M'sila dans une zone de faible sismicité (zone I), selon le règlement parasismique Algérien de 1983 (RPA81/V1983) [2]. Après les différentes améliorations du règlement parasismique Algérien, le zonage du site a été changé de faible vers une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99/V2003 [3]. La figure 3 montre les dimensions géométriques de la structure qui se présentent par une longueur  $L= 26m$ , une largeur  $l= 22,7m$  et une hauteur totale  $H_1= 24,5m$  avec une hauteur d'étage  $h_{et}= 3,5m$ .



**Figure 3:** Vue en plan du bâtiment.

### 4. ETUDE DE LA VULNERABILITE SISMIQUE

#### 4.1 Étude de la vulnérabilité par la méthode d'Observation

L'objectif de cette méthode est d'étudier la vulnérabilité de l'ouvrage par un procédé plus simple afin de voir une vision préliminaire sur le degré de vulnérabilité. D'après le paragraphe 3, l'historique du bâtiment date de 1987, c.à.d. il a été dimensionné par le règlement parasismique Algérien de 1983, donc la vérification de la fragilité du bâtiment devient nécessaire après l'actualisation du règlement.

##### • Matériaux utilisés

Dans le but d'évaluer les caractéristiques mécaniques actuelles du béton, des essais non destructifs ont été réalisés. La contrainte de compression du projet est  $f_{c28}=16\text{MPa}$ , par contre d'après la note de calcul  $f_{c28}=20\text{MPa}$ . En conséquence, les armatures utilisées sont de hautes adhérences avec une limite élastique utilisée  $f_e=400\text{MPa}$ .

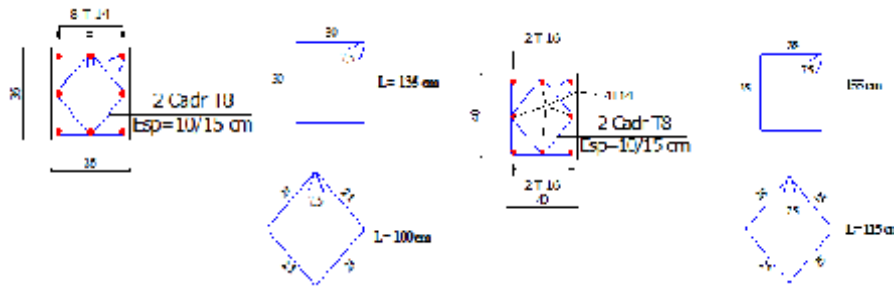
##### • Type de structure

D'après la comparaison réalisée (Dennine et KHelifa Kerfa, 2013) [4], concernant les recommandations sur les éléments structuraux entre le RPA81/v83 et RPA99/v2003, il a été noté qu'il n'y a pas une grande différence entre les deux versions du règlement parasismique Algérien pour les poteaux et les poutres, par ailleurs l'ancienne version ne donne aucune indication concernant l'exigence d'utilisation des voiles de contreventement et la hauteur totale en zone I, par contre la version 2003 oblige l'incorporation des voiles de contreventement pour les bâtiments implantés en zone II, comme il exige que la hauteur totale n'excède pas (04) niveau ou quatorze (14) mètres, il est noté que notre bâtiment ne vérifie pas ces deux dernières recommandations [3].

##### • Expertise de l'ossature de la structure

###### - Vérification des poteaux

Selon le RPA99/2003, les dimensions de la section transversale et le ferrailage des poteaux doivent satisfaire aux conditions exigée en (zone IIa) [3].



(a) Poteaux (35x35) cm<sup>2</sup> (b) Poteaux (40x40) cm<sup>2</sup>

Figure 4. Les sections brutes des poteaux.

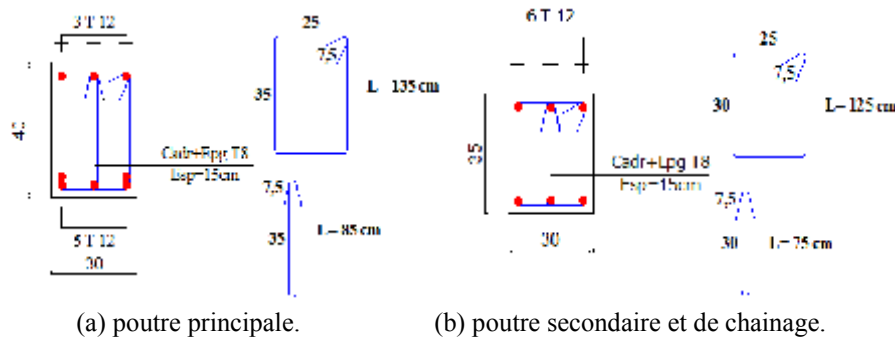
Tableau 2. Vérification des dimensions et ferrailages des poteaux selon RPA99/v2003.

| Type       | Poteau | Recommandations                      |   |                                 |                         |                         | Vérification |
|------------|--------|--------------------------------------|---|---------------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|
| Dimension  | /      | $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{ cm}$ | $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$                      | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ |                         | /                       |              |
|            | 40x40  | $40 > 25$                            | $40 > 17.5$   | $0.25 > 1 > 4$                  |                         | vérifiée                |              |
|            | 35x35  | $35 > 25$                            | $35 > 17.5$   | $0.25 > 1 > 4$                  |                         | vérifiée                |              |
| ferrailage | /      | $A_{\text{Existant}}(\text{cm}^2)$   | $A_{\text{min}} = 0,8\% (b \times h)$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Cadre<br>(cm <sup>2</sup> )     | $gh = A_r/t.b_1$<br>(%) | $gh(\text{RPA})$<br>(%) | /            |
|            | 40x40  | $4T16+4T14=14.20$                    | 12.80   | $\phi 8=2.01$                   | 0.33                    | 0.3                     | vérifiée     |
|            | 35x35  | $8T16=12.32$                         | 9.8   | $\phi 8=2.01$                   | 0.38                    | 0.3                     | vérifiée     |

D'après la figure 4 et les résultats d'expertise illustrés dans le tableau 2, le control des armatures longitudinales  $A_s$  (cm<sup>2</sup>) avec les armatures longitudinales minimales  $A_{\text{min}}=0,8\% (b \times h)$  adoptée dans la zone IIa et les dimensions minimales des coffrages des poteaux sont convenables avec ceux exigés par le RPA 99/2003.

###### - Vérification des poutres

D'après les conditions exigées par le RPA99/2003, les poutres doivent respecter les dimensions du coffrage et la configuration des armatures montrés dans le tableau (2) et la figure (4) [3].



(a) poutre principale. (b) poutre secondaire et de chaînage.  
**Figure 5.** Les sections brutes des poutres.

**Tableau 3.** Vérification des dimensions et ferraillages des poutres selon RPA99/v2003.

| Type        | Poutre | Recommandations                    |                |                         |                         |                       |                       | Vérification |
|-------------|--------|------------------------------------|----------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| Dimension   | /      | $b \geq 20$ cm                     | $h \geq 30$ cm | $\frac{h}{b} \leq 4$    |                         |                       |                       | /            |
|             | PP     | $30 > 20$                          | $40 > 30$      | $1.33 < 4$              |                         |                       |                       | Vérifiée     |
|             | PS+PC  | $30 > 20$                          | $35 > 30$      | $1.17 < 4$              |                         |                       |                       | Vérifiée     |
| ferraillage | /      | $A_{\text{Existant}}(\text{cm}^2)$ | $\rho$ (%)     | $\rho_{\text{RPA}}$ (%) | Cadre ( $\text{cm}^2$ ) | $g_h = A_v/t.b_1$ (%) | $g_h(\text{RPA})$ (%) | /            |
|             | PP     | $5T12=5.65$                        | 0.53           | 0.5                     | $\phi 8=2.01$           | 0.33                  | 0.3                   | Vérifiée     |
|             | PS+PC  | $3T12=3.39$                        | 0.36           | 0.5                     | $\phi 8=2.01$           | 0.38                  | 0.3                   | Vérifiée     |

D'après la figure (5) et le tableau (2), Les dimensions minimales de toutes les poutres et le pourcentage des armatures longitudinales totales respectent largement les conditions exigées par le RPA99/V2003.

D'après l'étude préliminaire de la vulnérabilité sismique de notre ouvrage dans le domaine linéaire par la méthode d'observation, on remarque que malgré la majorité des paramètres vérifient les conditions du RPA99/V2003 [3], le nombre d'étage dépasse (04) niveau ou quatorze (14) mètres exigé par le code RPA99/V2003, ce qui montre la vulnérabilité de notre structure en portique auto-stable.

Par conséquent, on passe à une méthode plus détaillée que l'observation qui vérifie la vulnérabilité des éléments porteurs dans le domaine non linéaire, pour plus de précision.

#### 4.2 Étude de la vulnérabilité par la méthode dynamique linéaire

Dans cette partie, on détermine les caractéristiques dynamiques existant de notre ouvrage, et en vérifiant en même temps leur vulnérabilité en utilisant la méthode dynamique linéaire. Ces caractéristiques concernent d'abord, les périodes propres de vibration et la participation des masses. Enfin, on détermine la force sismique par la méthode statique équivalente et leur résultante.

##### 4.2.1 Détermination des périodes propres et la participation des masses

En utilisant le logiciel SAP2000/V14.2 [8], on détermine les périodes propres de vibration, la participation des masses et les modes propres de notre ouvrage, Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 4.

**Tableau 4.** Résumé des Période propres et la participation des masses modales.

| Mode | Période (sec) | UX        | UY        | UX %      | UY %   |
|------|---------------|-----------|-----------|-----------|--------|
| 1    | 1.3           | 1.104E-18 | 0.79673   | 1.104E-16 | 79.673 |
| 2    | 1.2           | 0.80683   | 6.72E-18  | 80.683    | 79.673 |
| 3    | 1.2           | 0.00212   | 7.746E-16 | 80.895    | 79.673 |
| 4    | 0.4           | 4.734E-16 | 0.12007   | 80.895    | 91.68  |
| 5    | 0.4           | 0.10928   | 7.538E-16 | 91.823    | 91.68  |

- Les 5 premiers modes sont suffisants pour que la participation des masses modales atteigne les 90% (Selon RPA99/version2003).

- Pour les trois directions principales de la structure les valeurs des périodes fondamentales sont :  
 La 1<sup>ère</sup> période : T1=1.31 sec  
 La 2<sup>ème</sup> période : T2=1.24 sec  
 La 3<sup>ème</sup> période : T3=1.22 sec
- Les deux premiers modes sont des modes de translation (ce qui est acceptable).
- Le troisième mode est un mode de torsion.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est estimée à partir de la formule empirique donnée par RPA99/V2003, comme suit [3] :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

C<sub>T</sub> : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C<sub>T</sub> = 0,050; (Portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

h<sub>N</sub> : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

h<sub>N</sub> = 24.50 m

$$T = 0.05 \times (24.50)^{3/4} = 0.55s$$

Les valeurs de la période calculée à partir de la méthode numérique du SAP 2000, ne doivent pas dépasser plus celle estimée à partir des formules empiriques appropriées par RPA99/V2003 majorée de 30%.

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par de la formule empirique majorée de 30%. On a :

$$T_{X\text{ SAP}} = 1.2 \text{ sec} > 1.3.T_{X\text{ RPA}} = 1.3 \times 0.55 = 0.715 \text{ sec}$$

$$T_{Y\text{ SAP}} = 1.3 \text{ sec} > 1.3.T_{Y\text{ RPA}} = 1.3 \times 0.55 = 0.715 \text{ sec}$$

D'après ces deux inégalités, on observe que les périodes dans les deux sens dépassent de loin celles exigées par RPA99/V2003. La différence des périodes dépasse plus de 40% celle obtenue par la formule empirique. Ceci est due à la souplesse de notre ouvrage ce qui montre leur vulnérabilité devant une secousse sismique en zone deux.

#### 4.2.2 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente

Les forces sismiques selon le code en vigueur seront déterminées en fonction de la catégorie du bâtiment, les périodes propres de ces modes fondamentaux, les facteurs de comportement et de qualité et du poids propre total de la structure.

Si la structure répond aux conditions d'application de la méthode statique équivalente citée par le RPA99/V2003. La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales selon la formule suivante [3] :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

A=0.15

Q : facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ( R=3.5) ;

W : Le poids de la structure ; Le poids de notre structure est W= 44619.65 KN.

D : facteur d'amplification dynamique moyen (tableau 5) ;

**Tableau 5.** Les forces sismiques selon RPA99/V2003.

| SENS | T <sub>2 (S meuble)</sub> (sec) | T <sub>min</sub> (sec) | D     | V <sub>Rpa</sub> (KN) | 0.8V <sub>Rpa</sub> (KN) |
|------|---------------------------------|------------------------|-------|-----------------------|--------------------------|
| X-X  | 0.5                             | 0.55                   | 2.069 | 4747.79               | 3798.02                  |
| Y-Y  | 0.5                             | 0.55                   | 2.069 | 4945.61               | 3956.49                  |

Les deux résultantes des forces sismiques déterminées selon le logiciel SAP 2000/V14.2 sont montrées dans le tableau 6.

**Tableau 6.** La résultante des forces sismiques selon logiciel SAP2000/V14.2.

| Spectre | $F_x$ (KN) | $F_y$ (KN) | $V_{sap} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$ (KN) |
|---------|------------|------------|---------------------------------------|
| $E_x$   | 2627.904   | 0.0002982  | 2627.904                              |
| $E_y$   | 0.0003095  | 2648.089   | 2648.089                              |

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{sap}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{RPA}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{X\text{ SAP}} = 2627.904 \text{ KN} < 0.8V_{X\text{ RPA}} = 3798.02 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{ SAP}} = 2648.089 \text{ KN} < 0.8V_{Y\text{ RPA}} = 3956.49 \text{ KN}$$

D'après ces deux inégalités, on observe que les forces sismiques dans les deux sens sont inférieures de celles exigées par RPA99/V2003. La différence dépasse 30 % de celle obtenue par la formule empirique. Ce résultat confirme l'observation enregistré dans la vérification de la période fondamentale, ce qui montre leur vulnérabilité vis-à-vis au force sismique. Ce point montre aussi que la force sismique de dimensionnement original en zone I était très faible à l'époque.

### 4.3 Étude de la vulnérabilité par la méthode statique non linéaire « Pushover »

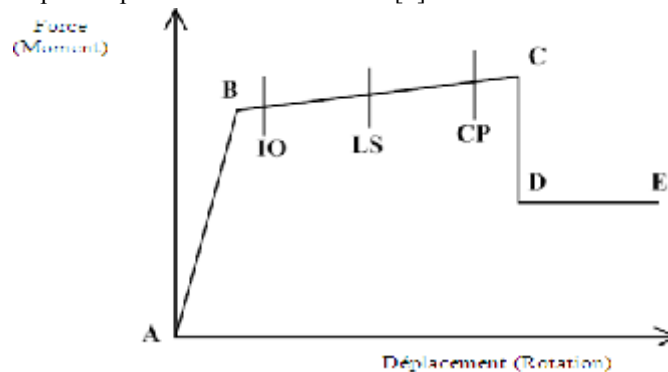
Afin de montrer la performance de notre structure, on va mettre en évidence l'analyse de la vulnérabilité de notre bâtiment par la méthode statique non-linéaire ou pushover. Cette méthode est basée sur l'augmentation de la charge jusqu'à ce que les modes de ruine apparaissent.

Les hypothèses considérées dans la modélisation sont:

- Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide.
- La rigidité de flexion des poteaux fissurés est pris égale à  $0,7EI$  (ACI-318, 2008).
- La rigidité des poteaux fissurés est pris égale à  $0,5EI$  (ACI-318, 2008).
- L'interaction de sol structure n'est pas considérée dans cette étude.

Pour l'obtention de la courbe pushover, nous avons utilisé le logiciel SAP2000 [8].

Les résultats d'analyse sont présentés sous forme de courbe de capacité non linéaire qui lie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet, elle est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance) comme montre la figure 6. La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure [7]



**Figure 6.** Courbe force-déplacement.

La courbe pushover de la structure est schématisée dans la figure 7. D'après cette figure, nous pouvons conclure que pour un effort à la base d'une valeur de 1990.313 KN (valeur de la capacité ultime) qui représente à moins de 45 % de la force trouvée par la méthode statique équivalente dans le sens X ( $V_x = 4747.79 \text{ KN}$ ). En plus le déplacement global correspond à cet effort égale à 29.59 cm dépasse le déplacement toléré par le RPA99/V2003 ( $0.1\% h = 24.5 \text{ cm}$ ).

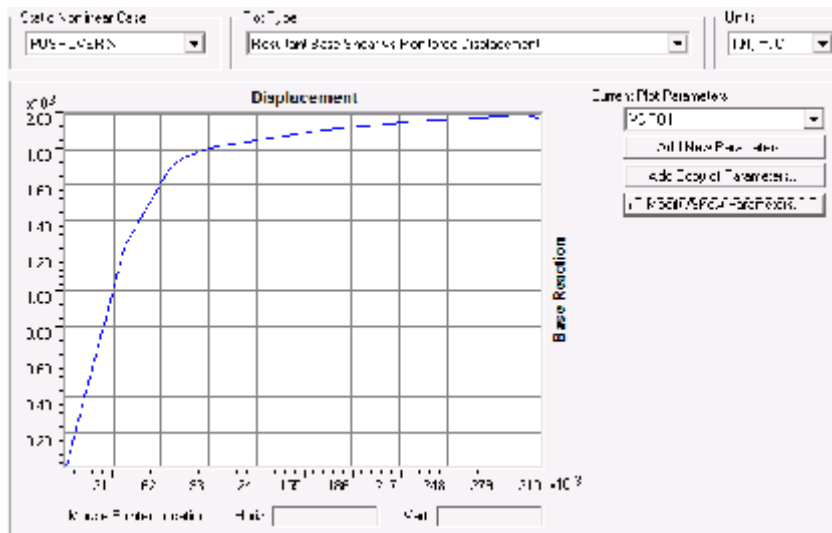


Figure 7. Courbe de capacité.

La Figure 8 montre la possibilité de la formation des rotules plastiques et leurs positionnements dans la structure. D'après cette figure, on constate qu'un effort tranchant de 1990.313 KN provoque l'apparition des rotules plastiques d'effondrement, ce qui montre que la structure va subir un grand effondrement dans la zone (C-D).

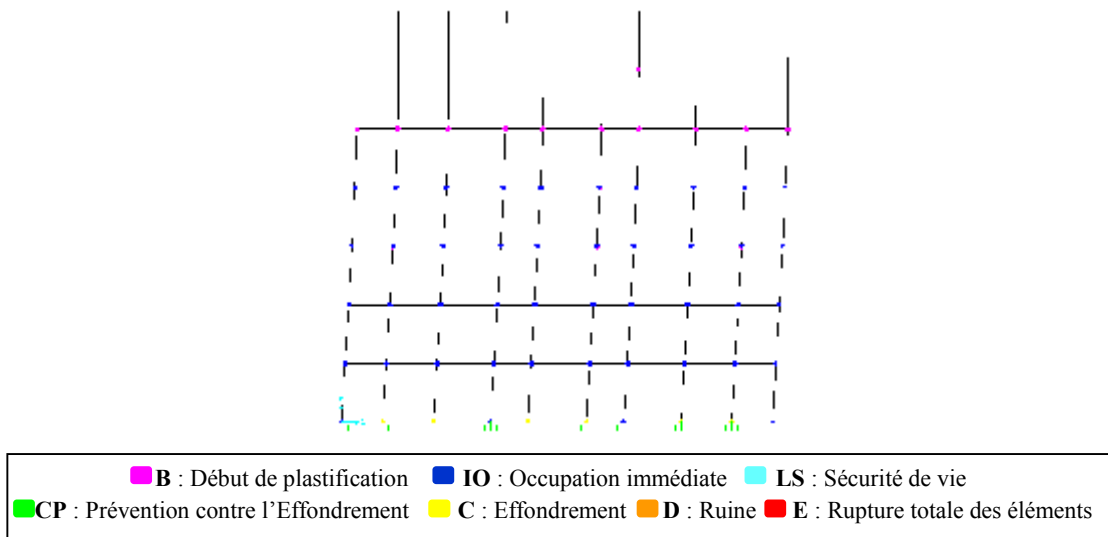


Figure 8. Distribution des rotules plastiques.

Le SAP2000/V14.2 travaille sur le principe des normes américaines FEMA, le processus d'itération permettant de trouver le point de performance montré dans la figure 9, en intégrant le spectre de réponse réglementaire correspondant à la zone sismique actuelle (IIa)[3]. D'après la figure 9, on constate que la valeur de l'effort tranchant de performance est de 1518,543 KN, et le déplacement correspondant atteint une valeur de 0.055m, on remarque aussi que la structure demande un amortissement de  $\varepsilon_{eff}=0,106$  pour s'amortir.

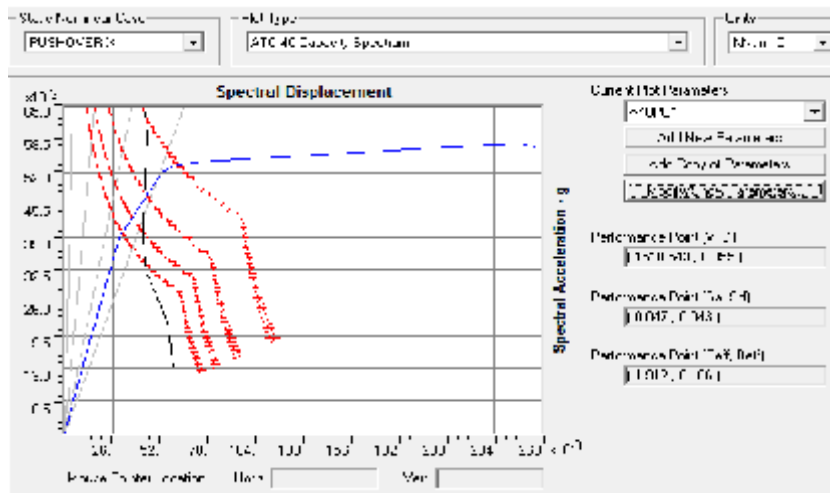


Figure 9. Courbe de fragilité.

## 5. CONCLUSION GENERALE

L'étude entreprise s'est intéressé à l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment se trouvant en zone sismique IIa. Suite au changement de la réglementation en 2003 nous avons jugé nécessaire d'apprécier la compatibilité de celle-ci avec la nouvelle version. D'après cette étude, on est dans la mesure de dégager les conclusions suivantes :

- 1- La description et l'expertise des plans de coffrage et de ferrailage de la structure existante, ont montré que tous les éléments structuraux vérifient les dispositions constructives exigées par le RPA99/V2003. Par ailleurs, le règlement RPA99/V2003 oblige l'incorporation des voiles de contreventement pour les bâtiments implantés en zone II, comme il exige que la hauteur totale n'excède pas (04) niveaux ou quatorze (14) mètres. Il est à noter que notre bâtiment ne répond pas à ces deux dernières recommandations.
- 2- L'étude de la vulnérabilité par la méthode dynamique linéaire a montré que les périodes et la force sismique à la base ont montré une insuffisance remarquable de celle obtenue par le RPA99/V2003.
- 3- La mise en évidence réelle de la vulnérabilité de l'ouvrage, par l'application de la méthode statique non linéaire ou pushover, on a montré que les efforts à la base dans les deux sens restent moins de 45 % de la force trouvée par la méthode statique équivalente. Par contre, le déplacement global correspond dépasse le déplacement toléré par le RPA99/V2003 .

À l'issue de cette étude, nous pouvons conclure que notre structure a montré une large vulnérabilité dans la nouvelle zone sismique IIa. En conséquence, on exhorte aux décideurs la réhabilitation de la structure dans le futur proche.

## 6. Bibliographie

- [1] Site d'information sismique automatique régionale de dommage ; (<http://isard.brgm.fr/IMG/jpg/fig14d.jpg>).
- [2] Le règlement parasismique Algérien RPA81/V1983, Document Technique Réglementaire DTR B.C.2 .2, Centre National De Recherche Appliquée En Centre Parasismique C.G.S, Algérie.
- [3] Le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003, Document Technique Réglementaire DTR B.C.2 .2, Centre National De Recherche Appliquée En Centre Parasismique C.G.S, Algérie.
- [4] DENINE Sidali, KHELIFA KERFAH Ilyas, «Evaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment administratif situé dans une zone sismique (IIa) en Algérie», Mémoire de master, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie, 2013.
- [5] Marie-José Nollet « Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants », département de génie de la construction, école de technologie supérieure, Montréal (Québec), 2004, ([www.etsmtl.ca/biblio/ets-rt/2004/ets-rt-2004-001.pdf](http://www.etsmtl.ca/biblio/ets-rt/2004/ets-rt-2004-001.pdf)).
- [6] Rapport « Vulnérabilité et risque sismique de la ville d'aigle, Vulnérabilité sismique des bâtiments de construction traditionnelle » ; Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2001.
- [7] A. BOUMEKKIK, Analyse Pushover des Structures en béton armé, Comité National D'évaluation et de Programmation de la Recherche Universitaire, Université de Batna (2005)
- [8] CSI (computer and structure Inc) SAP2000/V14.2, Analysis and Design of structures, Berkeley, 2010.

## ETUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN BATIMENT EXISTANT

SAFA .Abdelkader<sup>1</sup>, BENSATTALAH .Tayeb<sup>2</sup>, RAMDANE.Kheir Eddine<sup>3</sup>, FARSI. Mohamed<sup>4</sup>

<sup>1</sup> LM2SC / UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ORAN U.S.T.O - ORAN, ALGERIE ;  
safaabk@yahoo.fr

<sup>2</sup> LM2SC / UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ORAN U.S.T.O - ORAN, ALGERIE ;  
t\_satal@yahoo.fr

<sup>3</sup> LM2SC / UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ORAN U.S.T.O - ORAN, ALGERIE ;  
eddine\_r@yahoo.fr

<sup>4</sup> CGS /CENTRE NATIONAL DES RECHERCHES APPLIQUEES EN GENIE PARASISMIQUE - ALGER,  
ALGERIE.

**Thème N° 6 :** Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

### **Résumé :**

*La recherche sur la tenue sismique des structures et en particulier des anciennes constructions est relativement récente. Jusque dans les années 80, la recherche sismique se concentrait sur le dimensionnement des structures nouvelles. Afin de mieux connaître la tenue au séisme des anciens bâtis, une analyse détaillée est principalement basée sur les méthodes analytiques d'évaluation des capacités des constructions existantes a été proposées dans différents documents FEMA et ATC...etc. Les résultats montrent que ces bâtiments se trouvent pour la grande majorité vulnérable.*

**Mots –Clés :** anciens bâtis-vulnérabilités sismique-analyse non linéaire.

### **1. INTRODUCTION :**

*Le bâti existant pose des problèmes importants de sécurité en cas de tremblement de terre, de fait que ces bâtiments ont été construits sans respect des codes parasismiques, où même avant l'apparition de ceux-ci, l'étude de comportement sous séisme de ces bâtiments constitue une étape très importante, afin de pouvoir agir dans le sens d'éviter ou limiter les conséquences dramatiques pouvant avoir lieu.*

### **2. Evaluation du comportement séismique des bâtiments**

#### **2.1. Introduction :**

Dans le cadre de l'étude du comportement séismique des bâtiments existants, un ouvrage a été choisi pour être étudié, sur le quel il a été procédé à une vérification de la structure suivant l'RPA 2003, un calcul de la capacité de l'ouvrage et une analyse de la demande générée par des accélérogrammes des séismes donnés seront effectués.

#### **2.2. Paramètres de l'analyse dynamique non-linéaire :**

Dans le but de simuler au mieux la réponse dynamique du bâtiment, trois enregistrements sismiques qui sont des accélérogrammes de référence ont été choisis:



- Ulcinj Albatros N-S 1979;
- El-Centro N-S 1940;
- Chenoua Cherchell 1989 ;

L'analyse dynamique a été faite pour deux niveaux d'intensité sismique. Le niveau d'accélération maximum au sol a été donné en fonction de la période de retour du séisme comme montrer au tableau suivant.

**Tableau 1.** Accélération au sol en fonction de la période de retour

| Types de séisme | Période de retour (ans) |         | accélérogrammes |
|-----------------|-------------------------|---------|-----------------|
|                 | 100 ans                 | 500 ans |                 |
| Proche          | 0.25g                   | 0.40g   | Cherchell       |
| lointain        | 0.25g                   | 0.40g   | Ulcinj et El    |

### 2.3. Méthode d'analyse

- **1) Principe ;** la Méthode est basée sur le principe d'estimer la capacité du bâtiment en terme d'efforts et en déplacements pour un comportement linéaire et non linéaire.

- **2) Critères de sécurité:** Les critères de sécurités fixés pour les deux niveaux d'intensité sismique choisis sont:

1. Séisme modéré, la structure doit avoir un comportement linéaire et ne doit pas subir de dommages structurels.

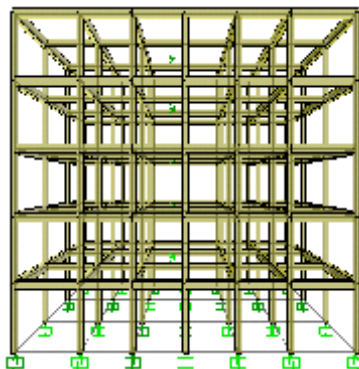
2. Séisme majeur, la structure peut avoir un comportement non-linéaire, et doit se comporter dans le domaine plastique.

### 3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ETUDIE

Il s'agit d'un bâtiment du bloc d'opération de CHU d'Oran, qui appartient à la famille des bâtiments stratégique. L'ouvrage a été réalisé aux années cinquante constitué de cinq (05) niveaux, avec une hauteur d'étage de 3.40m, et des dimensions en plan de (22x22)m<sup>2</sup>. Ce bâtiment est constitué d'une ossature auto-stable en béton armé, avec un remplissage en maçonnerie, des poteaux de (35x35) cm<sup>2</sup>, les poutres principales de (35x50) cm<sup>2</sup>, les poutres secondaires de (35x40) cm<sup>2</sup>, des planchers en dalles pleines nervurées d'une épaisseur de 12cm.

#### 3.1 Analyse statique et dynamique

L'Analyse du bâtiment a été faite en utilisant le logiciel SAP2000V8, dans le but de déterminer les différents efforts, sous l'effet des combinaisons statiques et dynamiques, ainsi la détermination des caractéristiques modales de vibrations du bâtiment.



**Figure 1.** Modèles d'éléments finis du bâtiment

### 3.1.2. L'effort tranchant à la base selon la méthode statique équivalente :

L'effort total à la base est obtenu par la méthode statique équivalente:  $V=2700\text{KN}$ . La distribution de l'effort sismique sur les différents étages est identique pour les deux directions:

**Tableau 2.** Distribution de l'effort sismique

| Ni | Masse(MN) | h (m) | W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> (tm) | ∑W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> (tm) | F <sub>i</sub> (tm) | V <sub>i</sub> (tm) |
|----|-----------|-------|------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|
| 5  | 2.900     | 17    | 4930                               | 14790                               | 900                 | 900                 |
| 4  | 2.900     | 13.6  | 3944                               |                                     | 720                 | 1620                |
| 3  | 2.900     | 10.2  | 2958                               |                                     | 540                 | 2160                |
| 2  | 2.900     | 6.8   | 1972                               |                                     | 360                 | 2520                |
| 1  | 2.900     | 3.4   | 986                                |                                     | 180                 | 2700                |

Dans ce qui suit on se limite à ne présenter que les résultats selon la direction (x-x).

### 3.1.3. Résultats de l'analyse modale :

L'analyse modale révèle que pour les deux directions X et Y; le taux de participation massique a atteint le seuil exigé(90%).

- l'approche par la capacité en force et en déformation est le moyen de vérification et d'évaluation de la résistance de la structure ainsi que sa capacité limite de déformation.

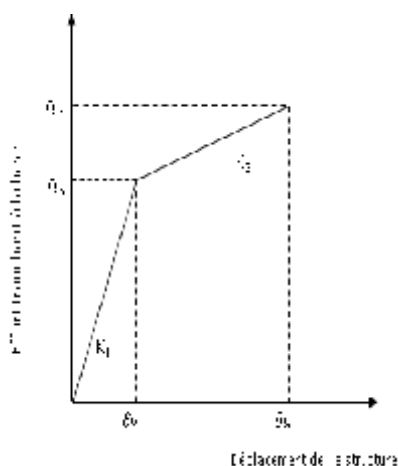
Les résultats sont obtenus par le programme UARCS, des différents étages selon une direction donnée de sollicitations sismiques, tels que:

- Le déplacement à la limite élastique  $\delta y$  ;
- Le déplacement ultime  $\delta u$  ;
- La capacité en ductilité  $\mu = \delta u / \delta y$ .
- L'effort tranchant à la limite élastique  $Q_y$ ;
- L'effort tranchant ultime  $Q_u$ ;

Les résultats obtenus par l'approche capacitaire à l'aide du logiciel UARCS serviront comme données pour l'analyse dynamique non-linéaire par le programme DRABS.

La capacité et la demande de la structure en terme de ductilité sont montrées par les expressions suivantes:

- $K_1 = Q_y / \delta y$  ;
- $K_2 = (Q_u - Q_y) / (\delta u - \delta y)$  ;
- $LP = K_2 / K_1$ .
- $K_1$  : rigidité dans le domaine élastique.
- $K_2$  : rigidité dans le domaine plastique.
- $LP$  : la ligne plastique.
- Demande en ductilité:  $\mu_{req} = \delta_{req} / \delta y$
- Capacité en ductilité:  $\mu_{cap} = \delta u / \delta y$ .



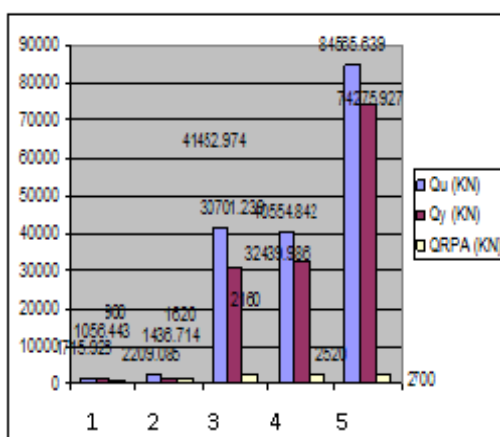
**Figure 2.** Courbe de capacité bilinéaire

- Si  $\mu_{req} < 1$ : La structure se comporte dans le domaine élastique;
- Si  $1 \leq \mu_{req} \leq \mu_{cap}$ : la structure a un comportement dans le domaine élasto-plastique;
- Si  $\mu_{cap} \leq \mu_{req}$ : la structure est dans un état de rupture.

Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus par UARCS, dans les deux directions d'excitations sismiques

**Tableau 3:** Capacité du bâtiment selon la direction x-x.

| Niv | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\mu_{cap}$ | Qy (KN)  | Qu (KN)  |
|-----|-----------------|-----------------|-------------|----------|----------|
| 5   | 1.665           | 9.998           | 5.999       | 1056.44  | 1717.35  |
| 4   | 1.736           | 9.995           | 5.757       | 1436.71  | 2209.09  |
| 3   | 1.871           | 9.490           | 5.072       | 30701.24 | 41452.97 |
| 2   | 1.889           | 6.970           | 3.690       | 32439.99 | 40554.84 |
| 1   | 1.964           | 5.365           | 2.732       | 74275.93 | 84565.64 |



**Figure 3 :** représentation de La capacité et la demande selon le RPA en effort tranchant suivant x-x.

### 3.1.4. Vérification de l'effort de cisaillement :

Cette corrélation est nécessaire afin d'évaluer le coefficient de sécurité en effort tranchant de chaque niveau de la structure vis-à-vis la demande calculée selon RPA2003. Où :  $S = Qy / \delta y \geq 1.15$

**Tableau 4:** Coefficient de sécurité S en terme d'effort tranchant suivant le sens x.x ;

| Niv | Qu (KN)  | QRPA (KN) | S=Qu / QRPA | Remarque |
|-----|----------|-----------|-------------|----------|
| 5   | 1717.35  | 900       | 1.908       | Vérifié  |
| 4   | 2209.09  | 1620      | 1.363       | Vérifié  |
| 3   | 41452.97 | 2160      | 19.191      | Vérifié  |
| 2   | 40554.84 | 2520      | 16.093      | Vérifié  |
| 1   | 84565.64 | 2700      | 31.320      | Vérifié  |

**Interprétation de résultats ;** La structure présente des coefficients de sécurité acceptable vis-à-vis l'effort tranchant. Le bâtiment comporte dans le domaine élastique en termes de capacité et résistance.

### 3.2.1. Analyse dynamique non-linéaire :

L'analyse dynamique de la structure a été effectuée en faisant intervenir les enregistrements sismiques dans le but d'évaluer la capacité en déplacement et en ductilité de la structure, qui sera comparée à celle demandée par les séismes sélectionnés, ce qui permettra de connaître le comportement réel de la structure. Des valeurs admissibles de déplacement et de ductilité a ne pas dépassées ont été fixées pour les deux niveaux de d'intensité sismique ;

- Les déplacements admissibles ont été fixés, pour satisfaire les conditions d'état limite de service et dans le but de limiter les dommages pouvant survenir dans les éléments secondaires.

- Les ductilités admissibles ont été fixées, pour satisfaire les conditions d'état limite ultime et dans le but de ne pas condamner tout le bâtiment, en cas ou la réponse globale de la structure ou d'un de ses éléments serait très proche de sa capacité.

**Tableau .8 :** Déplacements et ductilités admissibles préconisés

| Intensité du séisme   | Déplacement admissible inter étage (cm) | Demande en ductilité   |
|-----------------------|---|--|
| Séisme modéré (0.25g) | $\Delta_m = [H/400 ; H/300]$            | $\mu = \Delta_{req} / \Delta_y$<br>$\leq [1 ; 1.25]$                   |
| Séisme majeur (0.40g) | $\Delta_M = [H/150 ; H/125]$            | $\mu = \Delta_{req} / \Delta_y \leq \min$<br>$[(2.5 - 3) ; \mu_{cap}]$ |

$\Delta_m$  et  $\Delta_M$  sont respectivement les déplacements limites pour un séisme modéré et majeur. Pour satisfaire ces conditions, la réponse de la structure doit être en dessous des limites calculées.

### 3.2.2. Résultats de l'analyse dynamique non-linéaire :

Le tableau suivant présente la demande en déplacement et en ductilité de la structure(x-x) :

**Tableau 9:** Déplacements et ductilités donnés par l'analyse dynamique non-linéaire sens x.x :

| Niv | séismes  | Demande en Déplacement |       | Demande en ductilité |       | Déplacement absolus |       |
|-----|----------|------------------------|-------|----------------------|-------|---------------------|-------|
|     |          | 0,25g                  | 0,40g | 0,25g                | 0,40g | 0,25g               | 0,40g |
| 5   | Ulcinji  | 2.14                   | 4.38  | 1.28                 | 2.63  | 6.120               | 14.43 |
|     | Elcentro | 3.77                   | 6.69  | 2.26                 | 4.02  | 6.451               | 10.13 |

|   |          |      |      |      |      |       |       |
|---|----------|------|------|------|------|-------|-------|
|   | Cherchel | 3.03 | 2.04 | 1.82 | 1.22 | 3.519 | 5.18  |
| 4 | Ulcinji  | 2.25 | 4.27 | 1.29 | 2.46 | 5.100 | 10.35 |
|   | Elcentro | 3.77 | 4.45 | 2.17 | 2.56 | 5.431 | 9.11  |
|   | Cherchel | 2.01 | 2.83 | 1.15 | 1.63 | 3.921 | 4.88  |
| 3 | Ulcinji  | 0.81 | 1.09 | 0.43 | 0.58 | 3.127 | 6.55  |
|   | Elcentro | 1.17 | 1.34 | 0.62 | 0.71 | 3.170 | 5.15  |
|   | Cherchel | 0.65 | 0.96 | 0.35 | 0.51 | 2.124 | 2.89  |
| 2 | Ulcinji  | 1.09 | 1.95 | 0.57 | 1.03 | 2.324 | 5.69  |
|   | Elcentro | 1.74 | 2.09 | 0.91 | 1.10 | 2.326 | 4.11  |
|   | Cherchel | 0.79 | 1.23 | 0.42 | 0.64 | 1.489 | 1.97  |
| 1 | Ulcinji  | 1.24 | 3.85 | 0.63 | 1.96 | 1.237 | 3.84  |
|   | Elcentro | 2.08 | 2.36 | 1.06 | 1.20 | 1.215 | 2.35  |
|   | Cherchel | 0.95 | 1.57 | 0.48 | 0.79 | 0.741 | 0.90  |

### 3.2.3.Vérification des déplacements par rapport au RPA2003 :

Tableau.10 : Vérification des déplacements selon le RPA2003 sens (x-x) ;

| Niv | séismes  | Demande en Déplacement (cm) sens x.x | Déplacements limite RPA 2003 (cm) |
|-----|----------|--------------------------------------|-----------------------------------|
|     |          | <b>0.40g</b>                         | <b>0.01h</b>                      |
| 5   | Ulcinji  | 4.386                                | 3.4                               |
|     | Elcentro | 6.696                                |                                   |
|     | Cherchel | 2.041                                |                                   |
| 4   | Ulcinji  | 4.273                                | 3.4                               |
|     | Elcentro | 4.452                                |                                   |

|   |          |       |     |
|---|----------|-------|-----|
|   | Cherchel | 2.832 |     |
| 3 | Ulcinji  | 1.086 | 3.4 |
|   | Elcentro | 1.341 |     |
|   | Cherchel | 0.963 |     |
| 2 | Ulcinji  | 1.958 | 3.4 |
|   | Elcentro | 2.095 |     |
|   | Cherchel | 1.217 |     |
| 1 | Ulcinji  | 3.849 | 3.4 |
|   | Elcentro | 2.360 |     |
|   | Cherchel | 1.566 |     |

**Interprétation de résultats :** Les résultats obtenus, montrent que le bâtiment a bien vérifié les conditions de déplacements limites préconisés par le RPA, sens (y-y) alors que ce n'est pas le cas dans la direction (x-x), pour les niveaux 5,4 et 1.

### 3.3.Vérification des critères de sécurité selon la méthodologie de capacité :

#### 3.3.1.Vérification des déplacements :

Les déplacements et les ductilités données par l'analyse dynamique non linéaire seront comparés aux déplacements et ductilités admissibles préconisés.

**Tableau .11 :** Comparaison des déplacements selon la direction x.x :

| Niv | Capacité en Déplacements (cm) |                 | Déplacements inter étage limite RPA2003 (cm) |             | Déplacements demandés (cm) |       |       |
|-----|-------------------------------|-----------------|--|-------------|----------------------------|-------|-------|
|     | $\delta_y$ (cm)               | $\delta_u$ (cm) | $\Delta_m$                                   | $\Delta_M$  | séismes                    | 0.25g | 0.40g |
| 5   | 1.66                          | 9.99            | 0.85 - 1.13                                  | 2.27 - 2.72 | Ulcinji                    | 2.14  | 4.37  |
|     |                               |                 |  |             | Elcentro                   | 3.77  | 6.69  |
|     |                               |                 |  |             | Cherchel                   | 3.03  | 2.04  |
| 4   | 1.73                          | 9.99            | 0.85 - 1.13                                  | 2.27 - 2.72 | Ulcinji                    | 2.25  | 4.27  |
|     |                               |                 |  |             | Elcentro                   | 3.76  | 4.45  |
|     |                               |                 |  |             | Cherchel                   | 2.01  | 2.83  |
| 3   | 1.87                          | 9.49            |  | 2.27 - 2.72 | Ulcinji                    | 0.81  | 1.08  |

**ECSBE**

|   |      |      |             |             |          |      |      |
|---|------|------|-------------|-------------|----------|------|------|
|   |      |      | 0.85 - 1.13 |             | Elcentro | 1.17 | 1.34 |
|   |      |      |             |             | Cherchel | 0.66 | 0.96 |
| 2 | 1.88 | 6.97 | 0.85 - 1.13 | 2.27 - 2.72 | Ulcinji  | 1.09 | 1.96 |
|   |      |      |             |             | Elcentro | 1.74 | 2.09 |
|   |      |      |             |             | Cherchel | 0.79 | 1.22 |
| 1 | 1.96 | 5.36 | 0.85 - 1.13 | 2.27 - 2.72 | Ulcinji  | 1.24 | 3.85 |
|   |      |      |             |             | Elcentro | 2.09 | 2.36 |
|   |      |      |             |             | Cherchel | 0.95 | 1.57 |

**- Interprétation des résultats:**

**- Sous séisme modéré:** Dans la direction y-y et pour toutes les excitations, la réponse de la structure en termes de déplacements n'a pas dépassé le déplacement limite préconisé sauf pour le premier et le deuxième niveau. Par contre, dans la direction x-x, les déplacements dépassent la limite admissible sous les excitations choisies pour l'ensemble des étages.

**- Sous séisme majeure:** Dans la direction y-y et pour les différentes excitations, la réponse de la structure en terme de déplacements n'a pas dépassé le déplacement limite préconisé à l'exception du RDC sous l'excitation du séisme d' Elcentro qui dépasse légèrement la limite. Dans le sens x-x, le 4 et le 5<sup>ème</sup> niveau dépassent la limite sous les trois séismes considérés, ainsi que le RDC ne vérifie pas le déplacement admissible sous le séisme de Ulcinji.

**3.3.2. Vérification des ductilités :**

**Tableau.12:** Comparaison des ductilités sens x-x :

| Niv | séisme   | Demande en ductilité                  |       | Capacité en ductilité<br>$\mu_{cap} = \Delta_u / \Delta_y$ | Ductilité limite |         |
|-----|----------|---------------------------------------|-------|--|------------------|---------|
|     |          | $\mu_{req} = \Delta_{req} / \Delta_y$ |       |  | 0.25g            | 0.40g   |
|     |          | 0.25g                                 | 0.40g |  |                  |         |
| 5   | Ulcinji  | 1.29                                  | 2.63  | 6.004  | 1.0-1.25         | 2.5 - 3 |
|     | Elcentro | 2.26                                  | 4.02  |  |                  |         |
|     | Cherche  | 1.82                                  | 1.25  |  |                  |         |
| 4   | Ulcinji  | 1.29                                  | 2.46  | 5.757  | 1.0-1.25         | 2.5 - 3 |
|     | Elcentro | 2.17                                  | 2.57  |  |                  |         |
|     | Cherche  | 1.16                                  | 1.63  |  |                  |         |
| 3   | Ulcinji  | 0.43                                  | 0.58  | 5.072  | 1.0-1.25         | 2.5 - 3 |
|     | Elcentro | 0.62                                  | 0.72  |  |                  |         |
|     | Cherche  | 0.35                                  | 0.52  |  |                  |         |
| 2   | Ulcinji  | 0.58                                  | 1.04  | 3.689  | 1.0-1.25         | 2.5 - 3 |
|     | Elcentro | 0.92                                  | 1.11  |  |                  |         |
|     | Cherche  | 0.42                                  | 0.64  |  |                  |         |
| 1   | Ulcinji  | 0.63                                  | 1.96  | 2.731  | 1.0-1.25         | 2.5 - 3 |

|  |          |      |      |  |  |  |
|--|----------|------|------|--|--|--|
|  | Elcentro | 1.06 | 1.20 |  |  |  |
|  | Cherche  | 0.49 | 0.79 |  |  |  |

#### - Interprétation des résultats:

- **Sous séisme modéré:** Dans les deux directions y-y et x-x et pour les différentes excitations sismiques, la réponse de la structure en terme de ductilité n'a pas dépassé la ductilité limite préconisés, à l'exception du 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> niveau sens x-x.

- **Sous séisme majeure:** Pour les différentes excitations, la réponse de la structure en termes de ductilité n'a pas dépassé la ductilité limite préconisés dans les deux directions y-y et x-x à l'exception du 5<sup>ème</sup> niveau de la direction x-x, sous l'excitation d'Elcentro.

#### 4. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

La conception initiale du bâtiment n'est pas conforme au règlement parasismique actuel.

- L'analyse effectuée a mis en évidence une conception qui peut nuire au fonctionnement de l'ouvrages, compte tenu du groupe d'usage ou quel il a été assigné. Ceci est dû, à ce qui suit:

- La capacité de la structure du bâtiment à l'effort tranchant est nettement supérieure à celle de la demande donnée par le RPA2003, ainsi que, la quasi-totalité des niveaux se comportent dans le domaine élastique. C'est-à-dire, un minimum des dégâts dans les éléments secondaire. Le coefficient de sécurité calculé, pour les différents niveaux, est supérieur au coefficient minimum limité à 1.15, pour tous les niveaux et dans les deux directions d'excitation.

- Par contre, la structure de bâtiment présente une insuffisance dans la capacité en déplacement et en ductilité pour un séisme majeur, et ne vérifie pas le critère de déformation pour quelques niveaux. C'est-à-dire, la réponse au séisme de structure en déplacement et en ductilité est au dessus de sa capacité.

En conclusion; pour un séisme majeur, ce bâtiment ne satisfait pas les conditions de résistance et de déformabilité préconisés, compte tenu du groupe d'usage au quel le bâtiment est classé (bâtiment stratégique).

Dans ce cas, le bâtiment peut subir des dommages importants non réparables dans ces éléments structuraux sous un séisme majeur, et peut perturber son bon fonctionnement. Pour cela, il est recommandé de remédier à ce problème soit en déclassant l'ouvrage d'un ouvrage stratégique a un ouvrage normale , soit d'opter pour une solution de renforcement du bâtiment.

#### Bibliographie

- [1] SAFA Abdelkader, « Recensement des bâtiments stratégiques à réhabiliter dans la ville d'Oran et proposition des techniques de renforcement », magistère, USTO-MB-, 2007.
- [2] Chloé Griot .Pierre-Alain Ayra, "Dire le Risque: le risque en examen". Actes du colloque international de Mèze.18 au 20 mai 2001.
- [3] Djallali fouzia Etude de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie- mémoire de magistère –décembre 1997- école nationale polytechnique.
- [4] Méthodologie d'étude de vulnérabilité et du renforcement des bâtiments existants vis à vis du séisme “. IZIIS / C.G.S, Janvier 1994.
- [5] ] UA.R.C.S, Ultimate Analysis of Rectangular RC Cross Sections of frame wall systems;
- [6] D.R.A.B.S, Dynamic Response Analysis of Building Structures.
- [7] Z.Bozinovski and P.Gavrilovic, Static, Dynamic and Ultimate Analysis of Masonry Buildings 'SDUAMB', Skopje Uuniversity, 1993.



## ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EXISTANTES EN CONSTANTINE

**ABDELHEQ GUETTICHE<sup>1</sup>, MOSTEFA MIMOUNE<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> UNIVERSITÉ MENTOURI CONSTANTINE ALGÉRIE, GUETTICHE\_A@HOTMAIL.COM

<sup>2</sup> UNIVERSITÉ MENTOURI CONSTANTINE ALGÉRIE

**Thème N° 6 :** Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

### **Résumé**

*Ce travail présente les résultats d'une étude sur la vulnérabilité sismique des constructions situées dans la ville de Constantine, et en particulier pour la zone de "Belle vue-Cilloc". Une ville qui est connue par sa sismicité, une forte concentration urbaine, vieillissement plus ou moins important des constructions et une activité du terrain accompagné de glissements. Une enquête à grande échelle a été réalisée sur site, avec une collecte des paramètres structuraux et non structuraux nécessaire pour le calcul de l'indice de vulnérabilité. A partir de ces indices de vulnérabilité et pour un niveau d'agression sismique déterminé, on évalue à l'aide de fonctions semi-empiriques la distribution des dégâts physiques sur le bâti. Un scénario catastrophe a été obtenu sur la base des intensités observées et interprétées lors du séisme de Constantine de 1985. Le risque sismique, est ensuite analysé à l'aide des méthodes statistiques, basées sur des observations post sismique, avec intégration de l'outil SIG. Cette approche nous permettra d'évaluer la vulnérabilité sismique de ces constructions afin d'effectuer une classification par rapport à leur qualité sismique.*

**Mots –Clés :** vulnérabilité, scénario sismique Dommage, Constantine.

### **1. INTRODUCTION**

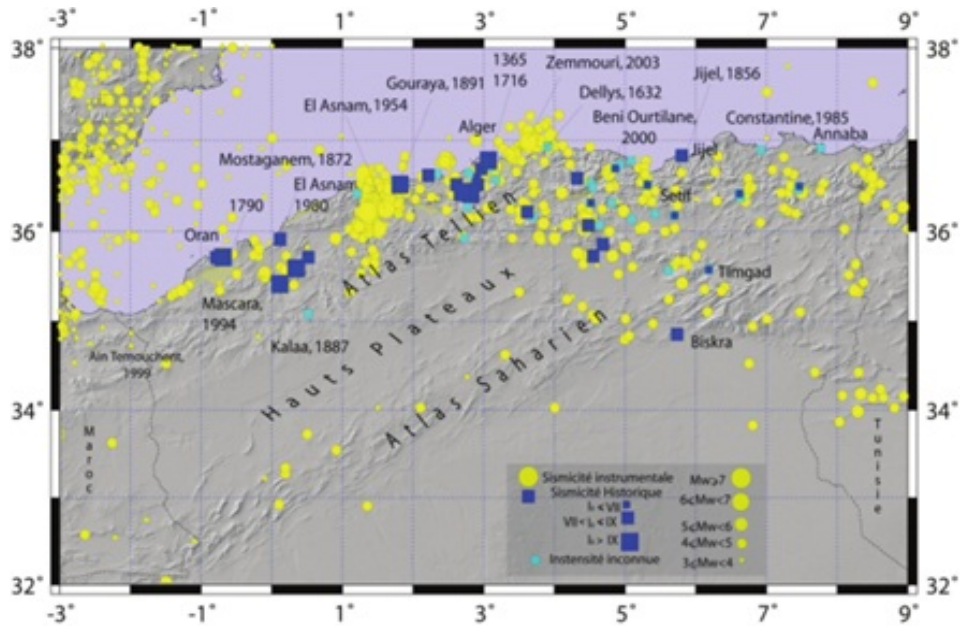
L'évaluation de la vulnérabilité d'un site vis à vis de l'intensité sismique est un objectif majeur, dans le sens où il permet aux décideurs de prendre les dispositions nécessaires pour réduire le risque sur la population et les actifs économiques.

La majorité des vieilles villes algériennes se sont développées en ignorance totale des risques sismiques. Les bâtiments d'habitation, les équipements publics, les bâtiments liés à l'activité tertiaire, les bâtiments industriels sont tous, soit mal conçus, soit mal dimensionnés (ou pas du tout calculés au séisme). S'agissant du risque sismique, l'Algérie ne s'est dotée d'un règlement parasismique que depuis l'année 1983, ce qui veut dire que la quasi-totalité des constructions constituant le patrimoine immobilier n'a fait l'objet d'aucun calcul sismique, et est de ce fait vulnérable à tout séisme risquant de secouer le nord de l'Algérie. Constantine est une ville algérienne située entre la latitude 36.35° et la longitude 6.60° en plein centre de l'Est algérien. C'est une ville fait partie de la zone tellienne, caractérisée par une sismicité moyenne.

Pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique à grande échelle plusieurs méthodes existantes tels que ; atc21 [1]; gndt, 1993[2]; hazus, 1999[3]; Vulneralp [4]; Risk-ue, 2004[5]. Dans le présent travail, nous allons présenter une estimation du degré de vulnérabilité des constructions de sud-ouest de la ville de Constantine (belle vue) en nous basant sur la « Méthode Risk-ue ». Cette méthode définie des types constructifs basée sur les classes de vulnérabilité du bâti de l'échelle d'intensités EMS-98 [6].

### **2. OBJECTIF**

Le premier objectif de la présente étude est d'identifier les types constructifs du bâti à usage d'habitation les plus caractéristiques de toute la zone et analyser la vulnérabilité sismique, ensuite, en utilisant la méthode RiskUE pour identifier les bâtiments les plus vulnérables à qui pourraient bénéficier d'un renforcement. Les scénarios de risque sismique estiment un niveau de dégâts physiques du bâti à partir de l'analyse de la vulnérabilité sismique et d'un niveau d'agression sismique ce qui permet à la ville de Constantine de se doter d'un programme de maîtrise du risque sismique cohérent avec ses enjeux de développement et sa vocation originale. Celle-ci présente un intérêt important comme outil décisionnel dans la mise en œuvre de politiques d'aménagement du territoire et d'urbanisme.



**Figure 1.** Carte de la sismicité historique de 1359 à 1895 avec la sismicité instrumentale du Nord de l'Algérie de 1900 à 2005. [7].

### 3. MÉTHODOLOGIE

Cette étude utilise la méthode de niveau 1 développé lors d'un programme européenne (Risk-ue), Une méthode plus sophistiquée Basée sur des approches statistiques et probabilistes et sur les retours d'expérience post-sismique en Italie et en Grèce [8]. La vulnérabilité d'un bâtiment est évaluée en fonction de sa typologie et de facteurs aggravants (hauteur, irrégularités de formes, position par rapport aux autres bâtiments, etc...), ce qui permet de lui attribuer un indice de vulnérabilité (IV).

Les étapes principales de l'évaluation des vulnérabilités de cette région sont les suivantes :

- Évaluation de la sismicité régionale et de la classe sismique de site (aléa sismique).
- Cueillette de l'information disponible sur les constructions (matériau, localisation, âge..., etc.)
- Inspection sommaire pour obtenir les caractéristiques générales (paramètres structuraux et non-structuraux) qui permettront d'attribuer un indice de vulnérabilité sismique à la construction.
- La numérisation des données sur les constructions (bâtiments, maison individuels,... etc.) et leur structuration dans un système d'information géographique et une base de données relationnelles constitue un des aspects novateurs et important de cette recherche. Le système d'information facilite grandement la manipulation des données et le développement de représentations de la Ville de Constantine face aux risques sismique.

#### 3.1. Aléa sismique

La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité, une bonne connaissance de l'aléa, c'est -à- dire la probabilité qu'un événement se produise est une première étape dans l'analyse concerne l'évaluation naturels et la modélisation du milieu physique de la ville. En Algérie, les phénomènes sismiques sont un danger national puisque tout le nord algérien est concerné par un aléa sismique assez moyen à élever essentiellement dans le Tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne Fig.2.

L'activité sismique touche essentiellement le Nord du pays où se situent les plus grandes villes et comme la ville de Constantine se trouve dans le tell intérieur, au voisinage ou sur des axes anticlinaux actifs et par conséquent leur situation risque d'être dangereuse. Car les séismes dont le tell constantinois sont fréquents, [9,10]

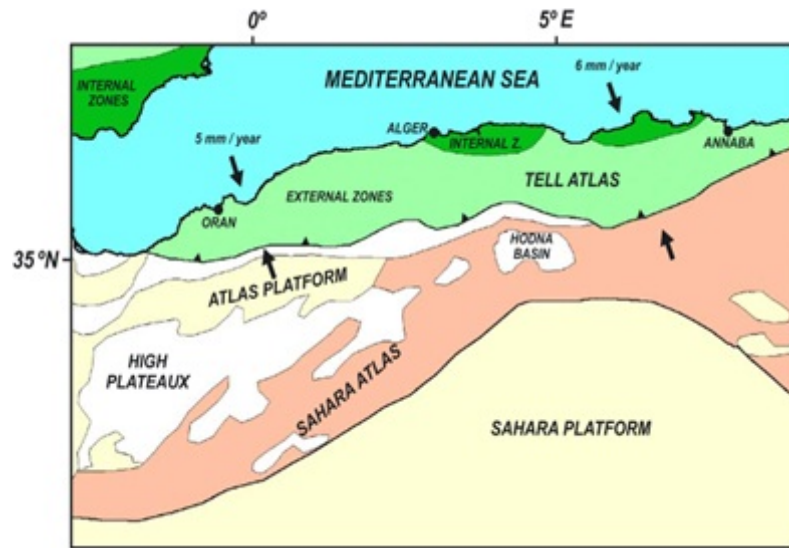


Figure 2. Carte schématique tectoniques et géologiques du nord Algérien [11]

L'histoire sismique de la région de Constantine est incontestablement un élément important dans la perspective de l'évaluation de l'aléa sismique de cette région. L'histoire nous rappelle que cette ville a subi plusieurs tremblements de terre sont survenus dans la région au fil du temps. (Tableau 1).

Tableau 1. Histoire sismique de la ville de Constantine depuis 1860

| Date       | Intensité | Magnitude | Dommages  |
|------------|-----------|-----------|---|
| 11-01-1860 | IV        | 3.2       | /   |
| 17-10-1865 | III       | 2.8       | /   |
| 07-04-1871 | IV        | 3.2       | /   |
| 19-09-1894 | V         | 3.7       | Chute de plusieurs meubles  |
| 04-08-1908 | VIII      | 5.2       | - Destructions des vieilles bâtisses<br>- 5 morts et 12 personnes blessées                        |
| 06-08-1947 | VIII-IX   | 5.3       | - 3 morts et beaucoup de blessés<br>- Endommagement d'un nombre important de structure            |
| 27-10-1985 | VIII-IX   | 06        | - Dizaine de victimes (5 morts et 300 blessés).<br>- Plusieurs vieilles constructions endommagées |

Les premières constatations, concernant l'activité sismique de région de Constantine, nous amènent aux conclusions suivantes :

L'étude de ces séismes a permis de préciser considérablement les caractéristiques des séismes qui se produisent en Constantine. C'est ainsi, que nous pouvons affirmer que les séismes qui se produisent en cette région sont en général faibles à modérés atteignant parfois la magnitude 6.0 sur l'échelle de Richter mais avec une activité sismique importante. (Le siècle dernier Constantine et ses environs Proches a connue 4 séismes forts).

- L'existence de trois failles actives ou potentiellement actives [12]:
- La faille de Constantine.
- La faille de Séguis.



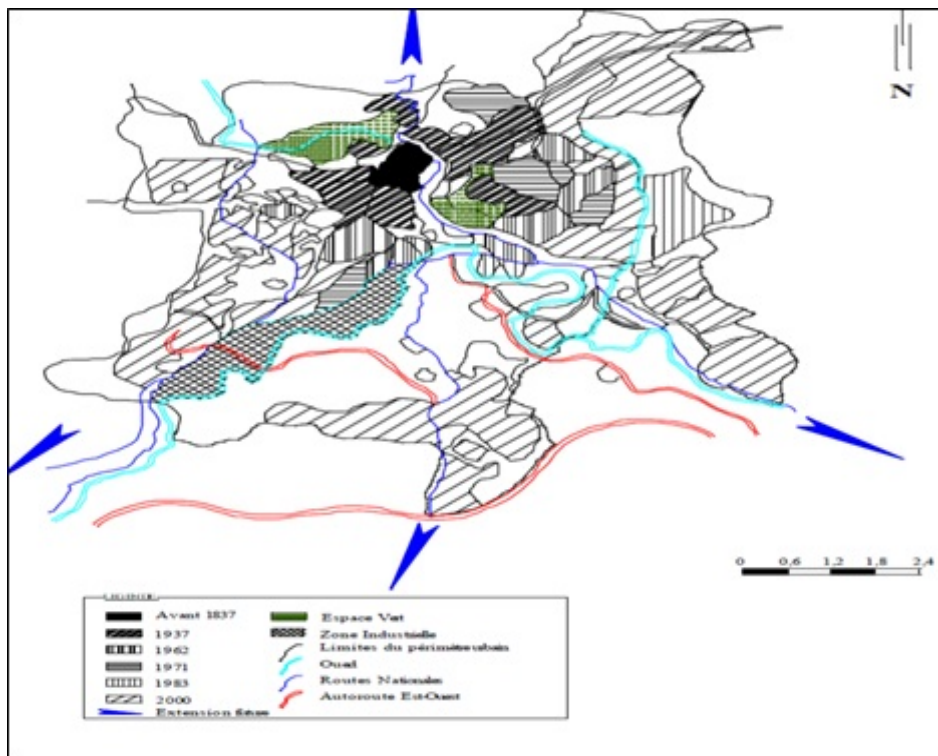


Figure 4. La ville de Constantine les étapes de croissance urbaine 1837-2000

- D'après les sondages carottés, effectués dans ce site par le L.T.P/E [16,17], les terrains de ce quartier se composent par des couches de conglomérats hétérogènes d'âge Mio-Pliocène, constitués principalement d'argile avec alternances de sable, de graviers.

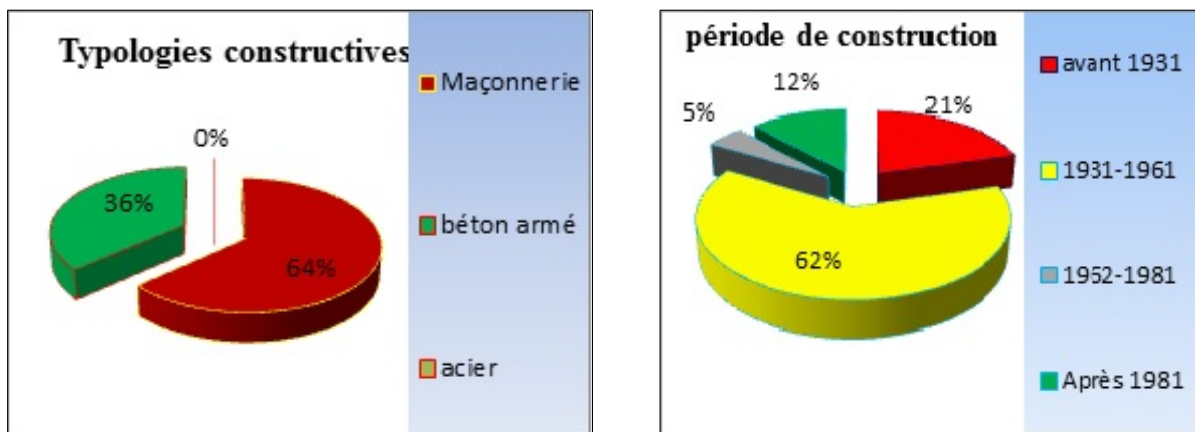


Figure 5. Statistiques sur une partie des constructions à Constantine

L'expertise a porté sur 261 constructions à fonctions diverses, dont nous pouvons enregistrer le bilan suivant :

- Le nombre des constructions est 261 dont elles représentent 74% du total des constructions
- Les constructions sont de type pavillonnaire avec des murs porteurs et des planchers voûtés comprenant des solives métalliques.



- Les maisons en semelles filantes en gros béton pour les murs en maçonnerie et en semelles filantes en gros bétons isolés pour les structures en béton armé.

Une grande partie des maisons de deux ou à trois niveaux avec des toitures en charpenteries en bois avec couvertures en tuiles

### 3.3. Calcul de la vulnérabilité :

Dans le présent travail, nous allons mettre une application consiste à faire l'étude et l'analyse de 261 constructions en maçonnerie et en béton armé répartis sur l'ensemble du territoire à l'étude situé dans la zone Bellevue. Ces constructions ont été numérisées dans une base de données qui comporte leurs fiches d'enquêtes techniques par un Système d'Information Géographique (SIG). Ces fiches contiennent des informations permettant de caractériser complètement la structure, à en connaître chaque spécificité structurale, à identifier du mieux possible les matériaux qui la constituent.

| Typologies                        | Building types   |
|-----------------------------------|--|
| Maçonnerie non armée – non chinée | M1.1 Moellons  |
|                                   | M1.3 Pierres de taille                                   |
|                                   | M2 Adobe   |
|                                   | M3.1 Planchers bois                                      |
|                                   | M3.3 Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie |
|                                   | M3.4 Planchers en béton armé                             |
| Maçonnerie renforcée              | M4 Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée         |
|                                   | M5 Maçonnerie globalement renforcée                      |
| Béton armé                        | RC1 Structures poteaux-poutres en béton armé             |
|                                   | RC2 Murs porteurs en béton armé                          |
|                                   | RC4 Structures mixtes en béton armé (portiques et murs)  |
|                                   |  |

Tableau 2. Classification des typologies constructives selon la méthode Risk-UE

La méthode de Risk-UE donne un indice de vulnérabilité de base pour chaque type de bâtiment. A part les indices de vulnérabilité de base de chaque type constructif, des facteurs aggravants ont été considérés. Ces facteurs sont le nombre d'étages, la régularité en plan et en élévation, le type de fondation..., qui se corrige de manière différente s'il s'agit d'une construction en maçonnerie ou en béton. Les données recueillies sur les bâtiments analysés permettent également d'établir une répartition des différentes typologies constructives dans la zone belle vue (Fig.8)

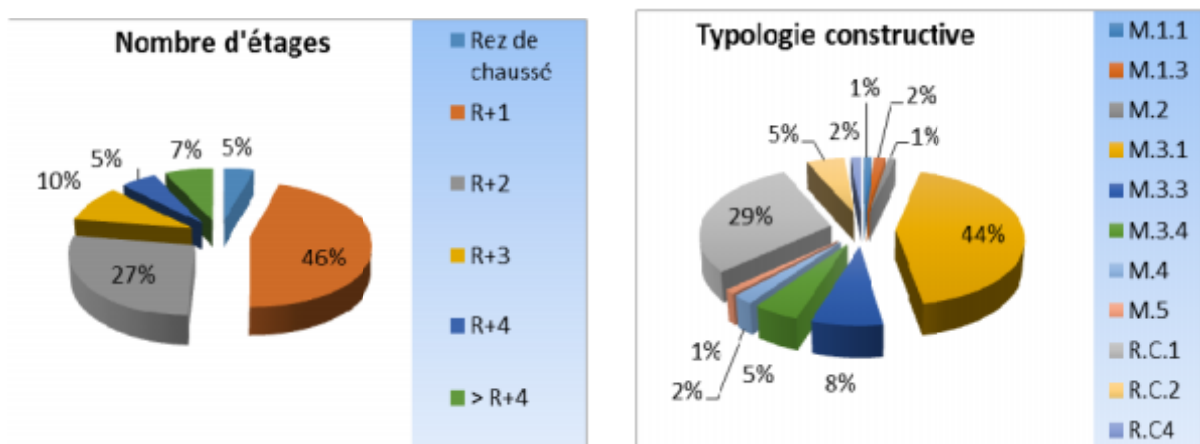


Figure 8. Distribution des constructions suivant la typologie et la hauteur.

L'indice de vulnérabilité selon Risk-ue est donné par l'expression suivante :

$$IV = IV^* + \Delta V_m + \Delta V_R \quad (1)$$

Où les variables sont définies par :

IV\* : indice de typologique.

$\Delta V_m$  : Facteur représentant l'influence de paramètres autre que la typologie sur la réponse de la structure aux sollicitations sismiques.

$\Delta V_R$  : facteur de vulnérabilité régionale.

Les valeurs attribuées aux différents facteurs et coefficients d'influence sismique servant à calculer l'indice de vulnérabilité sismique dépendent de leur contribution relative à la vulnérabilité sismique générale de l'ouvrage.

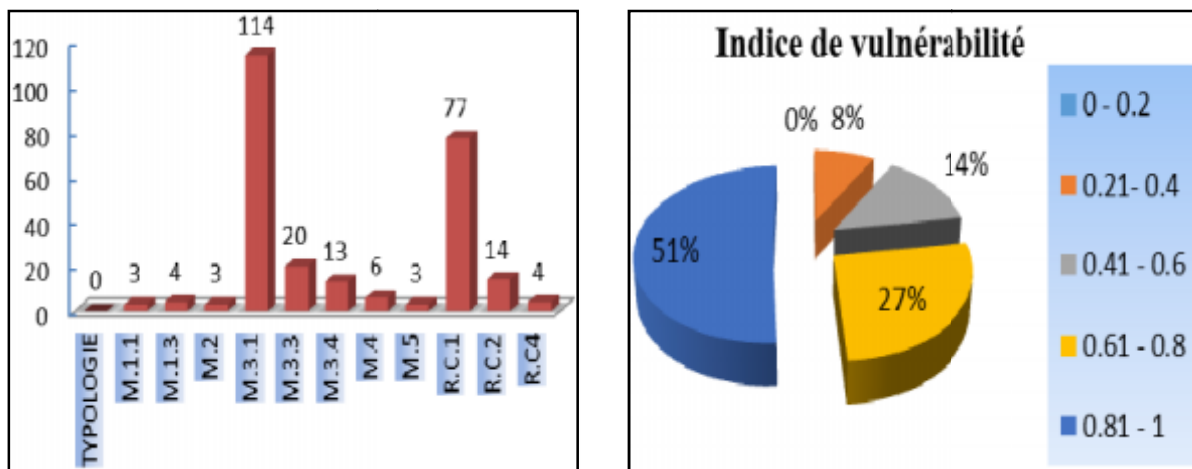


Figure 9. Distribution de la typologie constructive et la vulnérabilité sismique

Suite aux observations effectuées précédemment, la méthode RiskUE demande de classer les bâtiments selon des types prédéfinis. Selon l'Echelle Macrosismique Européenne (EMS-98).

L'EMS-98, la plus simple des typologies applicable en Europe, permet d'une part de déterminer l'intensité d'un séisme en observant les dégâts et en regroupant les différents bâtiments étudiés dans une typologie puis par classe de vulnérabilité ; d'autre part, elle permet de classer les bâtiments d'une zone dans sa typologie et d'en déduire les dommages causés par un scénario d'intensité donné. Puis, elle attribue ensuite pour chaque type de structure une classe de vulnérabilité la plus probable parmi six classes proposées de vulnérabilité décroissante A, B, C, D, E et F. Les trois premières classes (A-C) représentent la résistance d'une maison « typique » en briques crues, d'un bâtiment de brique et d'une structure en béton armé. Les trois dernières classes (D-F) sont prévues pour caractériser la décroissance linéaire de la vulnérabilité en fonction de l'amélioration du degré de conception parasismique.

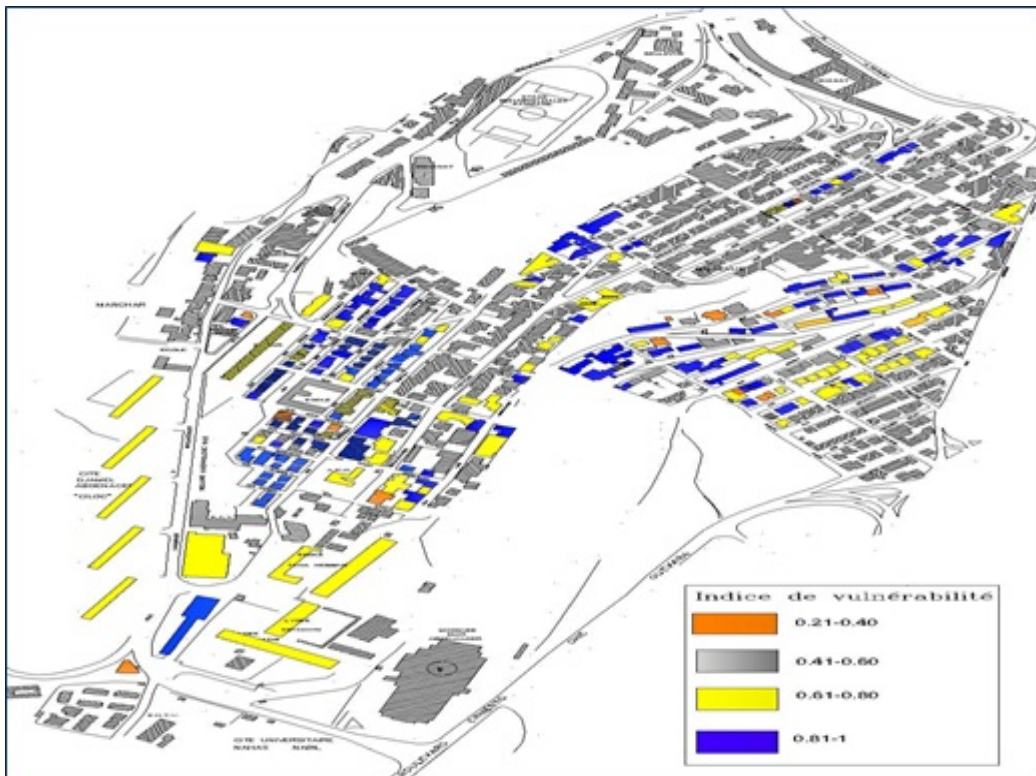


Figure 10. Vue graphique des indices de vulnérabilité selon la méthode RiskUE

La Figure 10 présente les résultats sous forme graphique de l'évaluation des indices de vulnérabilités (IV), selon la méthode RiskUE. A titre de rappel, l'indice compris entre 0 pour une vulnérabilité nulle à 1 pour une vulnérabilité sismique maximum. Cet indice fournit un premier ordre d'idée des bâtiments ou quartier les plus vulnérables, mais à lui seul il n'est pas suffisant pour caractériser un bâtiment d'un point de vue sismique. En effet, il est utilisé comme paramètre pour le calcul du degré de dommage avec un séisme d'intensité donnée.

### 3.4. Calcul le dommage sismique

La vulnérabilité peut être exprimée par la capacité de réponse d'une structure à une sollicitation sismique donnée. Donc l'évaluation de la vulnérabilité nécessite de qualifier et de quantifier le niveau de dommage attendu afin de le comparer au niveau maximal acceptable.

Le degré moyen de dommage s'estime à partir de l'indice de vulnérabilité obtenue par la formule 1, et pour une intensité sismique selon EMS98 donnée.

$$\mu_D = 2.5 \left[ 1 + \tanh \left( \frac{I+6.25IV-13.1}{Q} \right) \right] \quad (2)$$

$\mu_D$  : le degré d'endommagement moyen, qui peut se considérer l'état d'endommagement le plus probable de la structure ( $0 < \mu_D < 5$ )

IV: indice de vulnérabilité (allant de 0 à 1).

I : intensité maximale du séisme.

Q : Indice de ductilité ce qui est évalué qui tient compte de la typologie de bâtiment et de ses dispositifs constructifs [18].



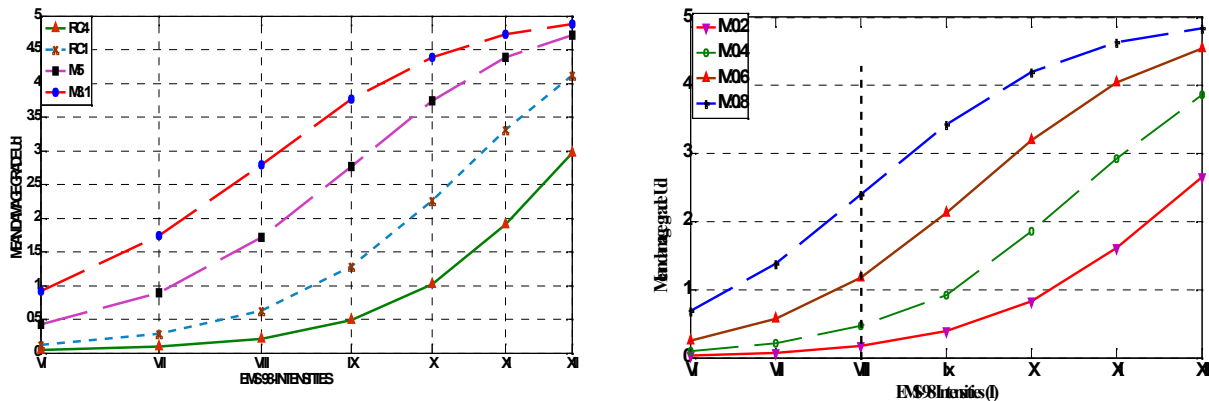


Figure 11. Les courbes de vulnérabilité calculée par la méthode Risk-UE

Cette courbe relie l'agression sismique, exprimée en terme d'intensité macrosismique, à un indice de dommage moyen  $\mu_d$ . Les courbes de vulnérabilité conduisent à caractériser un dommage moyen ( $\mu_d$ ) qui représente la moyenne des dommages pour des bâtiments de même indice de vulnérabilité soumis à une intensité donnée. Afin de tenir compte de la variabilité des niveaux de dommage, on considère une distribution de dommages autour du dommage moyen " $\mu_d$ ".

Donc selon les courbes de vulnérabilité (Fig. 11), nous avons constaté que les constructions en maçonnerie (M3.1, M5) sont les typologies les plus vulnérables (dommages importants), par rapport à des constructions en béton armé (RC1, RC4), ces résultats sont conformé par les classes de vulnérabilité dans l'échelle macrosismique européenne EMS98.

#### 4. CONCLUSION

Ce travail porte sur l'évaluation du risque sismique sur une région de la ville de Constantine "Belle vue", à l'aide d'une approche d'évaluation pratique qui permet de combiner l'aléa sismique local et la vulnérabilité structurale des constructions. L'étude effectuée nous a permis de montrer l'importance de l'indice de vulnérabilité sismique pour connaître la qualité des constructions étudiées, En effet, les constructions de belle vue étudiés est d'autant plus vulnérable pour les raisons suivant:

- la vieillesse des constructions, lors la zone d'étude est caractérisée par des quartiers de type résidentiels construits à une époque coloniale (entre 1921 et 1960).
- la topographie et la morphologie de site belle vue (pente, glissement terrain) influent négativement sur la qualité et la stabilité des constructions.
- la typologie constructive de notre site (60% des constructions en maçonnerie non chinée) .ce qui est traduit dans l'échelle EMS98 à des classes de vulnérabilité A, B et C.

Ces résultats peuvent ensuite être utilisés dans le cadre de la planification de programme de protection sismique et pour le développement des stratégies de mitigation.

Enfin cette étude a démontré qu'il est possible d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments historique à Constantine à l'instar d'autre pays, avec des méthodes relativement simples et rapides, parce qu'ils permettent une étude beaucoup plus étendue, et aboutissent plus rapidement à définir une stratégie de prise en compte des confortements à réaliser.

#### Bibliographies

- [1] Atc21. 1988, Rapid Visual Screening of buildings for Potential Seismic Hazards, a Handbook. Applied Technology Council, FEMA-145, Redwood City, California.
- [2] Gndt. 1993, Rischio Sismico di Edifici Pubblici: aspetti metodologici. Centro Servizi Quasco, Bologna.
- [3] FEMA, Hazus.1999, earthquake loss estimation methodology: User's manual. USA.
- [4] Guéguen , P . Vassail ,T.2003, Typologie de l'agglomération grenobloise. Projet Vulneralp.

- [5] Risk-ue .2003, an advanced approach to earthquake with applications to different European towns, project European EVK4-CT-2000-00014.
- [6] Grunthal, G, A.1998, LEVRET European macroseismic scale 1998. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg).
- [7] Harbi, A. 2006, Evaluation de l'aléa sismique en Algérie du nord par la modélisation de l'input sismique dans les zones urbaines et l'établissement d'un catalogue. Ph.D. Thesis, Science and Technology Houari Bomedienne University of Algiers, Algeria.
- [8] Giovinazzi, S. et Lagomarsino, S. 2002, "WP04: Guidelines for the implementation of the I level methodology for the vulnerability assessment of current buildings". Genoa, Italy.
- [9] CRAAG.1994, Séismes de l'Algérie de 1365 à 1992, Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique, Algiers.
- [10].Benouar ,D.1994,Materials for the investigation of The seismicity of Algeria and Adjacent regions during the Twentieth Century, Annali Di Geofisica, volume XXXVII, N, 4.
- [11] Frizon de Lamotte, D., Saint Bezar, B., Brace nc, R., Mercier, E., 2000. The two main steps of the Atlas building and geodynamics of the western Mediterranean. *Tectonics* 19, 740–761.
- [12] Benabbas , C. 2006, Evolution moi-plio-Quaternaire des bassins continentaux de l'Algérie nord orientale : Apport de la Photogéologie et Analyse Morpho-structurale. Thesis.... Constantine.
- [13] Bouhaded ,Y ,Jaouami .2003 , Etude des glissements terrain à travers la ville de Constantine « étude de l'aléa sismique »,SIMEC SOL.
- [14] F. Ousadou & L. Dorbath & C. Dorbath & M. A. Bounif & H. Benhallou.2013, The Constantine (Algeria) seismic sequence of 27 October1985: a new rupture model from aftershock relocation, focal mechanisms, and stress tensors *J Seismol* 17:207–222.
- [15] ONS. 2008, Recensement Général de l'Habitat et de la Population, Office National des Statistiques, Algiers.
- [16] LTP/E.1989, Glissement de terrain, immeubles CILOC, Constantine, Etude de Confortement, Note de Calcul.
- [17] Benaissa, A. Bellouche MA.1999, propriétés géotechniques de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine .bulletin of engineering geology and the environment.VOL57-N3.
- [18] Lagomarsino, S .Giovinazzi, S.2006, Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bull Earth Eng* 4:415–443.

## ETUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE D'UNE STRUCTURE AUTOSTABLE EN BETON ARME DIMENSIONNEE SELON LE REGLEMENT RPA99/V2003

SOFIANE BOURADA<sup>1</sup>, TAÏEB BRANCI<sup>1</sup> & MOHAMMED TAMAHLOULT<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Département de Génie Civil, Faculté de Génie Civil et d'Architecture, Université Hassiba Benbouali, Hai Es Salam, B.P. 151, route de Senjas, 02000 Ech Chlef, Algérie

<sup>2</sup> Département de Génie Civil, Ecole nationale polytechnique 10, Avenue Hassen Badi B.P. 182, 16200 El herrach Alger, Algérie  
[sofiane9500@yahoo.fr](mailto:sofiane9500@yahoo.fr)

### Thème N° 6 : Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

#### Résumé

Les méthodes basées sur la force latérale statique, établies dans le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99/v2003), tiennent en compte la réponse non-linéaire par l'utilisation d'un facteur modificateur de la réponse qui exprime la capacité de chaque type de structure à résister aux actions sismiques dans le domaine inélastique et sert à réduire ces actions pour une conception rationnelle fidèlement traduite entre la demande et la capacité. L'objectif de cette communication est d'évaluer la performance sismique, en termes de facteurs de ductilité, sur-résistance, comportement structural, demande en ductilité et dommage résultant, pour une structure autostable en béton armé à ductilité moyenne à travers l'utilisation de la méthode N2, fournie par le code européen Eurocode 8, basée sur l'analyse en poussée progressive "pushover" dans le but d'étudier la performance du règlement RPA99/v2003 pour le dimensionnement de ce type de structures. A la lumière de ces investigations, il s'est avéré que la structure analysée a une meilleure performance vis-à-vis des actions sismiques imposées.

**Mots –Clés :** Structure, autostable, béton armé, pushover, séisme, performance.

#### 1. INTRODUCTION

La conception parasismique courante autorise l'endommagement structural lors d'un puissant tremblement de terre ou les structures, considérées nouvelles, sont appelées à enregistrer des déformations inélastiques importantes et de garantir un comportement ductile des éléments et de la structure entière. Pour ce but, les règlements actuels de calcul sont élaborés et des méthodes de dimensionnement sont développées, parmi les quelles figure la méthode statique équivalente décrite dans le règlement parasismique Algérien RPA99/v2003 [1] qui est basé sur l'hypothèse que le comportement structural est dicté par le mode de vibration fondamental ou la distribution horizontale des charges statiquement appliqués est proche du premier mode ce qui présente une grande simplification. Et tient en compte les caractéristiques principales du comportement non-linéaire à partir des facteurs réducteurs exprimant la pénétration de la structure dans le domaine inélastique (demande de ductilité et sur-résistance) mais elle est insuffisante et ne peut pas fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel pour l'analyse de la capacité portante qui présente un intérêt des différentes recherches. D'autre part, la méthode statique non-linéaire décrite dans le règlement européen Eurocode 8 [2], basée sur le concept force-déformation, est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation et la ductilité ce qui permet d'identifier les mécanismes possibles d'endommagement afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

L'objectif essentiel de ce travail est de mettre en évidence l'intérêt pratique que présente l'utilisation de la méthode statique non-linéaire basé sur la méthode N2 pour l'évaluation de la ductilité, le facteur du comportement et d'autres valeurs exprimant la réponse non-linéaire pour une structure en bâtiment dimensionné selon les prescriptions du règlement Algérien en vigueur RPA99/v2003. Ensuite une étude complémentaire a été menée sur l'estimation de la vulnérabilité de la même structure par le tracé de la courbe de fragilité.

## 2. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

Une structure de bâtiment d'habitation en béton armé est étudiée, elle est composée respectivement de cinq niveaux dont la hauteur de chaque étage est de 3m et présente une superficie en plan de (13.85x19.4) m<sup>2</sup>, le système de contreventement est composé de quatre portiques dans la direction longitudinale (y) et de cinq portiques dans la direction transversale (x), la géométrie de la structure et les dimensions des différents éléments sont indiquées respectivement dans la figure 1 et le tableau 1. Elle est considérée implantée en zone de forte sismicité (III) sur un sol meuble (S3).

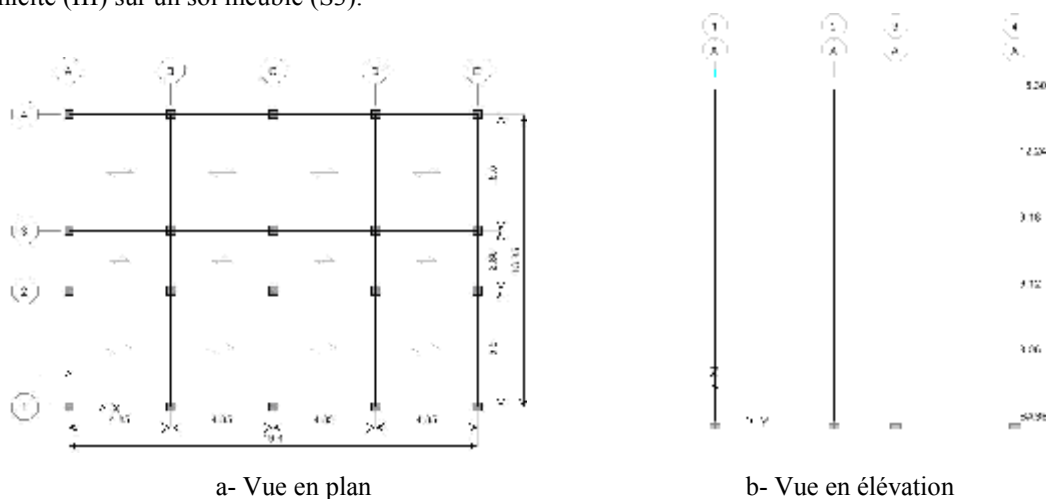


Figure 1. Détail de la structure étudiée

Le bâtiment étudié répond aux critères de régularité en plan et en élévation ainsi que la distribution des masses et de la rigidité, il est dimensionné selon les prescriptions du règlement parasismique Algérien RPA99/v2003 [1] et les règles de l'Eurocode 2 [3] pour une classe de ductilité moyenne (DCM) afin d'analyser le critère de ductilité locale de chaque élément structural avec le critère imposé par le règlement Eurocode 8 [2, 4].

Tableau 1. Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres

| Niv. | Poutres (sens x)           |                |      | Poutres (sens y)           |                |      | Poteaux                    |       |
|------|----------------------------|----------------|------|----------------------------|----------------|------|----------------------------|-------|
|      | Dim.<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferr. (appuis) |      | Dim.<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferr. (appuis) |      | Dim.<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferr. |
|      |                            | Sup.           | Inf. |                            | Sup.           | Inf. |                            |       |
| 5    | 30x40                      | 3T14+3T14      | 3T14 | 30x50                      | 3T16+3T14      | 3T16 | 40x40                      | 8T16  |
| 4    | 30x40                      | 3T14+3T14      | 3T14 | 30x50                      | 3T16+3T16      | 3T16 | 40x40                      | 8T20  |
| 3    | 30x40                      | 3T14+5T14      | 3T14 | 30x50                      | 3T16+3T16      | 3T16 | 50x50                      | 8T20  |
| 2    | 30x40                      | 3T14+5T14      | 3T14 | 30x50                      | 3T16+3T16      | 3T16 | 50x50                      | 8T20  |
| 1    | 30x40                      | 3T14+3T14      | 3T14 | 30x50                      | 3T16+3T16      | 3T16 | 50x50                      | 8T20  |

## 3. METHODE STATIQUE NON-LINEAIRE (METHODE N2)

Cette méthode (méthode N2), développée par Fajfar [5], est introduite dans le code européen Eurocode 8, elle est utilisable pour des structures monomodales en première analyse, permet de définir un point de fonctionnement sur le palier de ductilité et d'évaluer les dommages potentiels pour une action sismique donnée. Elle suit les pas suivants :

### 3.1 Construction de la courbe de capacité

L'analyse pushover est effectuée, en premier lieu, en appliquant d'abord sur la structure des charges gravitaires et ensuite des forces latérales croissantes de façon progressives et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de

la structure atteigne son maximum. En s'appuyant sur une distribution des chargements latéraux selon la hauteur d'allure triangulaire obtenue par la formule décrite dans le code parasismique Algérien (équation 1).

$$F_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot (V - F_i) \quad (1)$$

$F_i$ ,  $w_i$ ,  $h_i$ ,  $F_i$  et  $V$  sont respectivement, force latérale, poids, hauteur de niveau  $i$ , effort concentré au sommet de la structure tient en compte des modes supérieurs et effort tranchant à la base calculer avec la relation suivante

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (2)$$

$A$ ,  $D$ ,  $Q$  et  $R$  sont respectivement, accélération de zone, facteur d'amplification dynamique, facteur de qualité et facteur de comportement.

Afin de tracer la courbe pushover, plusieurs facteurs de performance parasismique sont obtenus après l'idéalisation de cette première (Fig. 2), en déterminant le déplacement et l'effort tranchant à la limite élastique suivant l'un des différents modèles proposés dans la littérature, Park en 1988 [6] et Pauley en 1992 [7]. Dans cette étude la courbe pushover est idéalisée par une courbe élasto-plastique parfaite, en utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies en tenant compte notamment les considérations décrites par Fajfar [8]

- La rigidité après plastification est considérée nulle.
- La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle manière que les surfaces en-dessous des deux courbes « force-déplacement » réelle et idéalisée sont égales.
- Les deux courbes se croisent à une force égale à 60% de la limite élastique.

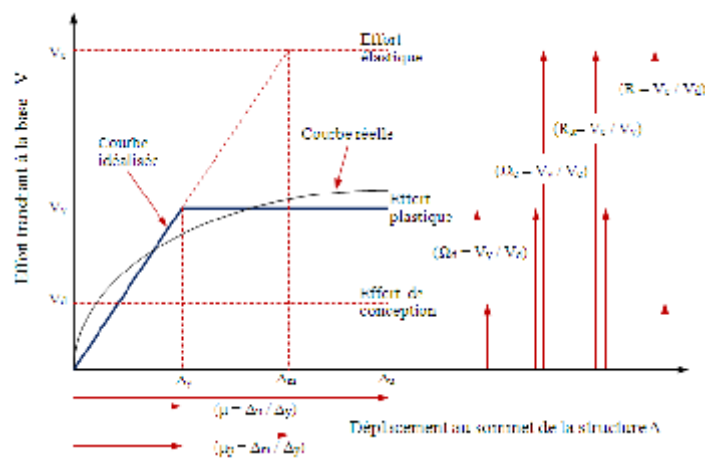


Figure 2. Détermination des facteurs de performance parasismique

Cette dernière courbe (courbe idéalisée) a permis d'obtenir deux variables caractérisant la réponse non-linéaire de la structure analysée. La **ductilité de déplacement**  $\mu$  qui présente la capacité d'une structure à supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. En d'autres termes, c'est l'habilité d'un système structurel à se déplacer au-delà de sa limite élastique tout en résistant à la force latérale et dissipant l'énergie par un comportement inélastique.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3)$$

$\Delta_y$  et  $\Delta_u$  sont respectivement, le déplacement à la limite élastique et le déplacement ultime (Fig. 2).

La **sur-résistance**  $\Omega_d$  est définie comme le rapport entre l'effort tranchant de dimensionnement  $V_d$  et l'effort de cisaillement à la limite élastique  $V_y$  (équation 4).

$$\Omega_d = \frac{V_y}{V_d} \quad (4)$$

Ensuite la courbe pushover est transformée du format traditionnel ( $V - \Delta$ ) à un spectre de capacité ( $S_a - S_d$ ) en appliquant les expressions suivantes

$$S_a = \frac{V}{m^* \Gamma} ; S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad (5)$$

avec

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2 ; \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (6)$$

$m_i$ ,  $\phi_{i,1}$ ,  $m^*$ ,  $\Gamma_1$ ,  $S_a$  et  $S_d$  sont respectivement, masses des différents niveaux  $i$ , amplitude du premier mode de vibration, masse effective, facteur de participation modale, accélérations et déplacements spectraux.

### 3.2 Conversion du spectre de réponse élastique ( $S_a - T$ ) au spectre de demande ( $S_a - S_d$ )

D'abord le spectre de réponse élastique est inspiré du règlement Algérien RPA99/v2003 selon les formules suivantes

$$\frac{S_a(T)}{g} = \begin{cases} 1.25A(1+1.5T/T_1) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5(1.25A) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5(1.25A)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5(1.5A)(3/T)^{3/2}(T/T_2)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (7)$$

où  $A$ ,  $T_1$  et  $T_2$  sont respectivement coefficient d'accélération de zone et périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Le nouveau format du spectre est obtenu en appliquant la formule suivante

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (8)$$

$T_n$ ,  $S_{ae}$  et  $S_{de}$  sont respectivement, périodes, accélération et déplacement élastique.

### 3.3 Détermination du point de performance de la structure

La détermination du point de performance se fait par une superposition du spectre de capacité et le spectre de demande réduit et peut être obtenu par les relations

$$\begin{cases} S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \\ S_d = \frac{\mu_p}{R_\mu} S_{de} = \mu_p \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \end{cases} \quad (9)$$

$S_a$ ,  $S_d$ ,  $\mu_p$  et  $R_\mu$  sont respectivement, l'accélération non-linéaire, le déplacement non-linéaire, facteur de demande en ductilité et facteur de réduction du à la ductilité qui a fait l'objet de plusieurs propositions, peut être obtenu par les relations proposées par Vidic [9], il tient compte de la différence entre un chargement statique et un autre dynamique réversible induit par l'action sismique.

$$\begin{cases} R_\mu = (\mu_p - 1) \frac{T}{T_2} + 1 & T < T_2 \\ R_\mu = \mu_p & T \geq T_2 \end{cases} \quad (10)$$

Le facteur de **demande en ductilité de déplacement** est calculé comme le rapport entre le déplacement maximal subit par la structure  $\Delta_m$  (correspond au déplacement cible) et le déplacement à la limite élastique  $\Delta_y$

$$\mu_p = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (11)$$

Enfin le **facteur du comportement** est estimé comme le rapport entre l'effort tranchant élastique  $V_e$  et l'effort tranchant de dimensionnement  $V_d$

$$q = \frac{V_e}{V_d} \quad (12)$$

### 3.4 Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure

On retourne au déplacement au toit du bâtiment avec l'équation (5).

## 4. QANTIFICATION DES FACTEURS DE PERFORMANCE SISMIQUE

A la suite des résultats obtenus par l'étude menée sur cette structure, sur la base d'une analyse statique non-linéaire, il en découle les constatations suivantes :

### 4.1 Facteurs de ductilité globale et sur-résistance

Pour l'évaluation du facteur de ductilité globale de la structure analysée, l'analyse pushover est effectuée en premier lieu, à l'aide du programme SAP2000 [10], en considérant seulement la contribution du mode fondamental de vibration en utilisant une distribution triangulaire du chargement sismique (Equation 1) de façon que chaque étage est soumis à une force concentrée, en se basant sur les critères de formation des rotules plastiques établies par le règlement FEMA356 [11, 12].

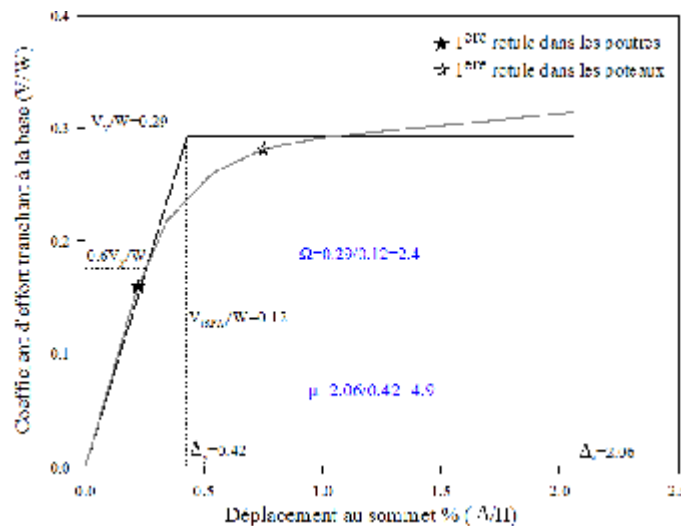
Les figures 3.a et 3.b illustrent les courbes pushover pour les directions transversale et longitudinale de la structure considérée. D'après ces figures, la première plastification est sensée d'apparaître dans le sens longitudinal que l'autre sens, aux niveaux des extrémités des poutres, lorsque la structure est soumise à un effort

tranchant à la base de  $V_b = 1319KN (V_b / W = 0.16)$  supérieur à celui sélectionné pour le dimensionnement  $V_{(RPA)} = 1002KN (V_{(RPA)} / W = 0.12)$ .

La première plastification est apparue, aux niveaux des extrémités des poteaux dans le sens longitudinal, sous une demande sismique de  $V_b = 1806KN (V_b / W = 0.28)$  correspondre à un déplacement de  $d_t = 0.053m (0.75\%H)$  au sommet. Dans l'autre sens, le premier élément (poteau) atteint sa limite élastique lorsque la structure est soumise à un effort tranchant de  $V_b = 1975KN (V_b / W = 0.32)$ , cela est revient à la géométrie de la structure.

Le facteur de ductilité de déplacement ou globale  $\mu$  varie entre 4.9 dans le sens longitudinal et de 5.91 dans le sens transversal et ils restent toujours acceptables et proches à ceux adoptés par le RPA99/v2003 et l'Eurocode 8 (valeurs de base du coefficient de comportement  $R$  ou  $q_0$  varie entre 3 à 6).

Le facteur de sur-résistance, déterminé par l'équation (4), est égale à 2.4 environ pour les deux directions principales de la structure analysée. Ce rapport est variable en fonction de la zone sismique et la flexibilité de la structure. Par ailleurs, le code parasismique de la nouvelle Zélande [13] signale d'utiliser un facteur de sur-résistance égale à 1.5 pour tout type de structure.

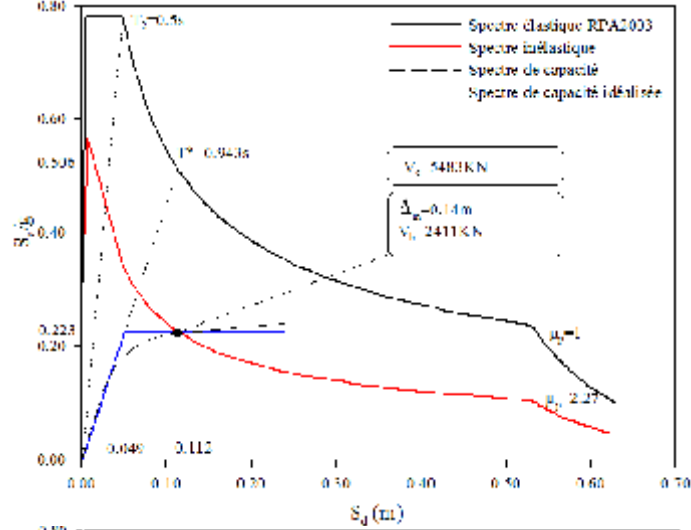


a- Sens longitudinal (x)



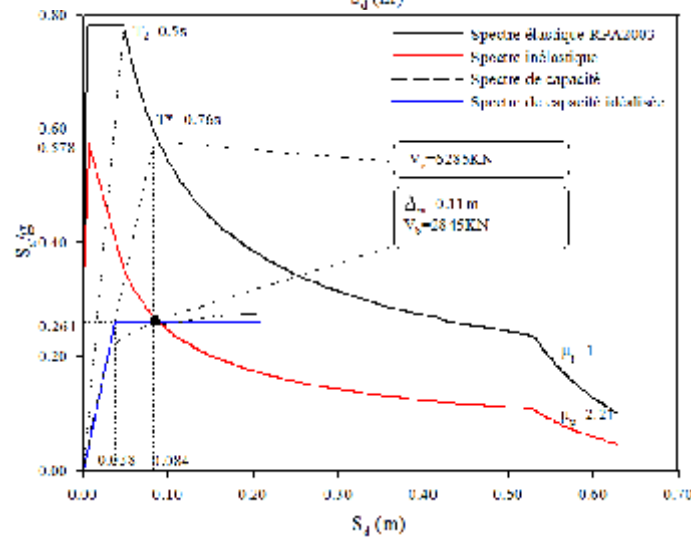


a- Sens longitudinal



(x)

b- Sens transversal



(y)

**Figure 4.**  
point de performance

Détermination du

### 4.3 Facteur de structural

comportement

Le facteur de comportement structural utilisé dans le RPA99/v2003 et l'Eurocode 8 représente le rapport entre l'effort tranchant de base calculé par un spectre élastique de 5% d'amortissement (correspond  $\mu_p = 1$ ) et l'effort tranchant sélectionné pour le dimensionnement, d'une autre manière, c'est le facteur de demande en ductilité multiplié par le facteur de sur-résistance. La méthode N2 permet de déterminer graphiquement l'effort tranchant élastique par l'intersection de la droite correspondant à la période élastique du spectre de capacité avec le spectre de réponse élastique (Fig. 4.a et 4.b). L'effort tranchant élastique requis à la base de la structure analysée est quand lui égale à  $V_e = 5483KN$  dans la sens longitudinal et de  $V_e = 6285KN$  dans l'autre sens.

Le facteur de comportement structural  $q$  varie entre 5.47 dans le sens longitudinal et de 5.43 dans le sens transversal et il reste supérieur à celui adopté par le RPA99/v2003 pour le dimensionnement de ce type de structure ( $q = R/Q = 5/1.25 = 4$  avec  $Q$  est le facteur de qualité).

## 5. IDENTIFICATION DES DEGRES DE DOMMAGES

La vulnérabilité de la structure considérée est analysée à travers des fonctions log normales (courbe de fragilités), qui décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un niveau de dommage structural, pour un déplacement ou une accélération donnée. Selon HAZUS [14,15] le dommage est décrit par un seul ou quatre niveaux de dommages : léger, modéré, important, très important. La courbe de fragilité est contrôlée par deux paramètres: la valeur moyenne  $S_d$  et son écart type  $\beta_{ds}$ . Sa densité de probabilité cumulée s'écrit

$$P[ds | S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{S_{d,ds}} \right] \quad (13)$$

$S_{d,ds}$  et  $\beta_{ds}$  sont la valeur médiane du déplacement spectral pour laquelle la structure atteint le seuil de l'état de dommages  $ds$  et l'écart type du déplacement spectral pour l'état de dommages  $ds$ , et  $\Phi$  est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

La valeur médiane de  $S_d$  est déterminée pour chaque niveau de dommage à partir des déformations inter-étages moyennes  $\delta_{ds}$ . Le déplacement spectral lié au premier mode fondamental de vibration de la structure  $S_d$  pour chaque niveau de dommage  $ds$  est ensuite calculé par l'expression :

$$S_{d,ds} = \frac{\delta_{ds} H}{\Gamma_1} \quad (14)$$

$H$  est la hauteur de la structure.

Une fois les paramètres de la fonction de fragilité  $S_{d,ds}$  et  $\beta_{ds}$  obtenus, on détermine les courbes de fragilité à partir de l'équation (13).

La figure 5 illustre la courbe de fragilité pour la structure considérée

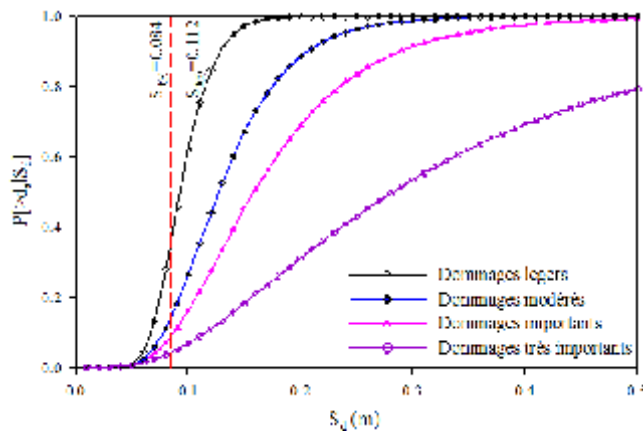


Figure 5. Courbe de fragilité

Tableau 2. Probabilité d'endommagement (%)

| Niv. dommages     | Légers | Modérés | Importants | Très importants |
|-------------------|--------|---------|------------|-----------------|
| Sens longitudinal | 77.15  | 37.16   | 22.93      | 9.34            |
| Sens transversal  | 35.31  | 14.06   | 8.89       | 4.23            |

D'autre part le tableau 2, montre qu'il y a une probabilité remarquable de 77.15% que le bâtiment atteigne un état d'endommagement type Légers, dans la direction longitudinale, alors que la probabilité d'atteindre un état d'endommagement type modéré est tellement faible 37.16%, un état d'endommagement type important 22.93% et 9.34% pour un état d'endommagement type très important. Cette forme de résultat est interprétée habituellement sous la forme suivante «77.15% du total du bâtiment analysé est susceptible de présenter des dommages légers». Sur la base de ce type de statistiques ainsi que d'inventaires de bâti, on peut produire une quantification des dommages subis après le séisme.

## 6. CONCLUSION

Cette étude a permis de mettre en évidence l'intérêt pratique que présente l'utilisation de la méthode statique non-linéaire basée sur la méthode N2 pour l'évaluation de la performance sismique d'une structure

dimensionnée selon les prescriptions du code Algérien RPA99/v2003, en termes de facteurs de ductilité, comportement structural, sur-résistance, demande en ductilité et dommage résultant.

L'évaluation du facteur de ductilité globale et de comportement structural montre que ces facteurs ont des valeurs supérieures à celles recommandées par le code Algérien.

L'évaluation du facteur de sur-résistance montre des valeurs élevées sous l'action d'une demande sismique inspirée de celle du code Algérien.

La structure dimensionnée par la méthode statique équivalente décrite dans le code Algérien en vigueur développe une résistance suffisante et montre une faible probabilité d'état d'endommagement type grave.

Suite à cette étude, la structure étudiée présente une meilleure performance vis-à-vis des actions sismiques imposées. Mais néanmoins, il devient nécessaire à ce que le code RPA99/v2003 soit amélioré envers une nouvelle formulation du facteur de comportement R et ceci en plus du phénomène lié à la ductilité en tenant compte d'autres facteurs telle que la sur-résistance pour le dimensionnement des différents éléments structuraux d'une construction.

## 7. BIBLIOGRAPHIE

- [1] RPA99/v2003, « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 », DTR B C 2 48, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
- [2] Eurocode 8, prEN 1998-1, « Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings », Brussels, 2003.
- [3] Eurocode 2, EN 1992-1-1, « Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings », Brussels, 2004.
- [4] Amar kassoul, Khelifa Sebai, « critère de la ductilité locale Durant la conception des bâtiments en béton armé », 29<sup>ème</sup> rencontre universitaire de génie civil 2011, Tlemcen, Algérie.
- [5] Peter Fajfar, M. Fischinger, « N2. A method for non-linear seismic analysis of regular buildings », Proceeding of the 9<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering 1988, Kyoto-Tokyo, Japan.
- [6] R. Park, « Ductility evaluation from laboratory and analytical testing », Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering August 2-9, 1988, Kyoto-Tokyo, Japan (Vol VIII).
- [7] Thomas Paulay, M.J.N. Priestley, « Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings », John Wiley & Sons. New York, 1992.
- [8] Peter Fajfar, « Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra », Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1999, 28, pp. 979-993.
- [9] T. Vidic, P. Fajfar, M. Fischinger, « Consistent inelastic design spectra: strength and displacement », Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1994, 23, 502-21.
- [10] SAP2000, v10, « Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures », Computers and Structures, Inc., Berkeley, 2008.
- [11] FEMA 356, « Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings », Washington, D.C.; Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [12] André Plumier, Hervé Degée H, « Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode8 », Département ArGEnCo, Université de liège, 2009.
- [13] NZS 4203:1992, « General Structural Design and Design Loadings for Buildings », Wellington, Standards Association of New Zealand, 1992.
- [14] HAZUS-MH-MR1, Earthquake Model Technical Manual, Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA, Mitigation Division, Washington, D.C., 2003.
- [15] M. Hemsas, « Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique », Thèse doctorat, Ecole doctorale des sciences pour l'ingénieur, Université Bordeaux 1, 2010.

## DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE D'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT ET DE LA VULNERABILITE SISMQUES

MAHMOUD SERRAYE<sup>1</sup>

<sup>1</sup>DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL, FACULTÉ DE TECHNOLOGIE, UNIVERSITÉ DE BLIDA, SERRAYEM@YAHOO.COM

**Thème N° 6 :** *Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés*

**Résumé** La vulnérabilité sismique est un élément essentiel à l'établissement du risque sismique qui lui associé. plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique ont été développées dans le monde, permettant l'amélioration de la gestion du risque sismique. Une méthodologie s'appuyant sur la méthode 'Push-Over' est développée dans cette communication. Elle consiste à modéliser le comportement des structures par des courbes de capacité et la sollicitation du séisme par un spectre de réponse (RPA 99). La superposition les deux courbes, spectre et courbe de capacité, permet d'en déterminer point de performance et donc d'en déduire l'état de dommage attendu. Pour estimer la probabilité d'endommagement d'un bâtiment à un niveau de sollicitation donné (défini par  $S_d$ ), on sollicite un ensemble de bâtiments caractérisés par des différents paramètres liés à la géométrie du bâtiment et ceux liés au matériaux utilisé par les séismes sélectionnés. On détermine le point performance de chaque bâtiment par un procédure définie au FEMA 440 . On classe les bâtiments selon la position de point de performance sur leur courbe de capacité qui définit un état de dommage ds (Léger, Modéré, Important ou Ruine) selon les niveaux d'endommagement de Risk-UE. On fait ensuite une analyse statistique pour chaque classe pour construire les courbes de fragilité.

**Mots –Clés :** *risque sismique, vulnérabilité sismique, analyse 'push over', point de performance, courbes de fragilité.*

### 1. INTRODUCTION

Plusieurs méthodes d'estimation a priori de dégâts ont été développées dans le monde, permettant ainsi la réalisation des scénarii catastrophe, très utiles d'un point de vue humanitaire, social ou économique pour la gestion d'une éventuelle crise. Généralement les méthodes actuelles d'estimation de la vulnérabilité utilisent les connaissances acquises lors des précédents séismes en s'appuyant sur les échelles d'intensité sismique et sur l'observation directe des bâtiments. Mais l'intensité macrosismique exprime les conséquences du séisme, et non ses caractéristiques physiques des structure. Contrairement à ce type des méthodes, l'estimation de l'état de dommages sur la base du comportement du bâtiment (courbes de capacité) prend directement en compte les paramètres liés au mouvement du sol, tels que l'accélération et le déplacement. Par ailleurs, nous avons pu constater une forte dépendance du comportement (réponse) des structures avec les dimensions géométries des constructions (hauteur d'étage, nombre d'étages, nombre portées aux deux directions et taille...), aspect non considéré par les méthodes classique (l'EMS 98, GNDT, RISK-UE "level I"...). Une méthodologie s'appuyant sur la méthode de capacité spectrale (capacity spectrum method of ATC-40, 1996) [1] est proposée dans cette communication, est représentée dans ce qui suit:

### 2. DESCRIPTION LA METHODOLOGIE DEVELOPEE

la méthodologie développée pour l'estimation de dommages repose sur la méthode push-over, et se résume en six étapes principales et sont :

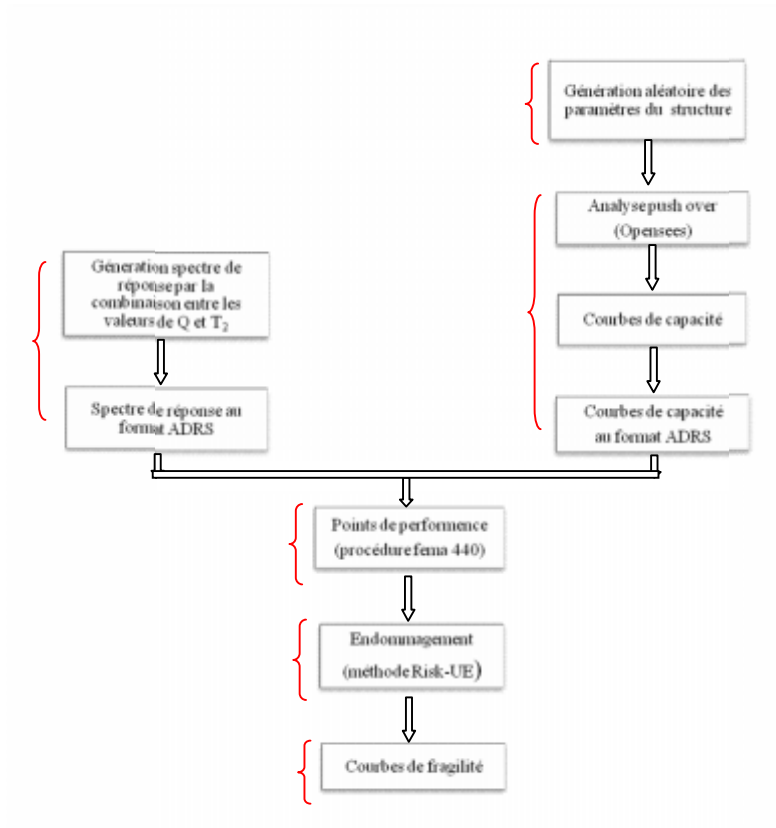


Figure 1. Organigramme des étapes de l'approche proposée.

## 2.1. Génération les variables aléatoires

La première étape consiste à générer les variables (paramètres) aléatoires par simulation de Monte-Carlo, sur la base des études statistiques de la zone (site) étudiée pour un typologie donnée. Dans cette étude nous avons tenu compte de la variabilité des paramètres liés aux géométries des structures tel que :

1. Nombres et hauteur d'étage;
2. Nombres et longueur de travées de sens zz;
3. Nombre et Longueur de travées xx;
4. Section des poteaux.

et des paramètres liés au matériau utilisée tel que :

1. La résistance à la compression de béton ( $f_c$ );
2. Limite élastique de l'acier ( $f_y$ ).

## 2.2. Construction les courbes de capacité

Dans le présent travail, les courbes de capacité ont été développées à travers une analyse push over à l'aide de logiciel Opensees. Les courbes en terme d'effort à la base ( $V$ ) en fonction du déplacement au sommet ( $D$ ). Ces courbes sont ensuite converties en termes d'accélération spectrale  $S_a$  et de déplacement spectral  $S_d$  par les relations [1]:

$$S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (1)$$

$$S_{\sigma} = \frac{V / W}{\alpha_i} \quad (2)$$

Comme recommandé dans le document ATC40 [1], on adopte pour les actions sismiques appliquées à la structure, la forme triangulaire et en supposant que déformée modale est normalisée à  $\Gamma_1 \phi_{1,i} = 1.4$ , et les facteurs de charges appliquer lors d'une analyse Push-Over  $\alpha = 0.8$  [1].

### 2.3. Définition l'action sismique

Dans cette approche, l'action sismique est représentée par un spectre de réponse de la norme RPA99 version 2003 (zone III, groupe 1B) [2] transformé en terme d'accélération spectrale  $S_a$ , et déplacement spectral,  $S_d$  selon les formules suivantes [1] :

$$S_{a,i} = \left( \frac{4\pi^2}{T_i^2} S_{d,i} \right) / g \quad \Rightarrow \quad S_{d,i} = \left( \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a,i} \right) \quad (3)$$

Dans le travail présent, nous avons tenu compte la variabilité du mouvement sismique et des effets de l'aléa local (zonage sismique) est intégrée au travers de:

- 1- Site S (S1, S2, S3, S4) :  $T_2$  prise égale 0.30 s, 0.40 s, 0.50 s, 0.70s et  $T_1$  étant égal à 0.15 s quel que soit le site [2].
- 2- Facteur de qualité Q : Les valeurs de Q pour générés le spectre de réponse sont : 1.00, 1.05, 1.10, 1.15, 1.20, 1.25, 1.30, 1.35.

### 2.4. Obtention des points de performance

Ils existent plusieurs techniques pour obtenir la valeur de point de performance de la structure. Nous avons calculé les coordonnées des points de performance de chaque bâtiment, à travers la superposition de la sollicitation sismique (spectre de réponse au format ADRS) et des courbes de capacité correspondantes transformées au format ( $S_a$ ,  $S_d$ ) par une procédure itérative a été formulée et présentée par FEMA 440 (2009) [4].

### 2.5. Détermination l'état d'endommagement

En fonction la position le point de performance sur la courbe de capacité détermine un certain niveau de dommage. Ainsi, plusieurs niveaux d'endommagement peuvent être distingués à travers cette représentation graphique. Dans cet approche, on va utiliser les niveaux d'endommagement fournies par programme Risk-UE [3] qui définit 4 niveaux ou degrés de dégâts: faibles, modérés, importants et très importants. Les niveaux d'endommagements proposés par le projet Risk-UE sont présentés au Tableau 01 [3].

Tableau 1. Définitions des niveaux d'endommagement selon Risk-UE [3].

| Damage Grade | Definition        | Spectral Displacement Limits (UNIGE, CIMNE) |
|--------------|-------------------|---|
| 0            | No damage         | $D < 0.7 D_y$                               |
| 1            | Slight damage     | $0.7 D_y \leq D < 1.0 D_y$                  |
| 2            | Moderate damage   | $1.0 D_y \leq D < D_y + D_{uy}$             |
| 3            | Extensive damage  | $D_y + D_{uy} \leq D < D_u$                 |
| 4            | Very heavy damage | $D_u \leq D$                                |
|              |                   | $D_{uy} = 0.25*(D_u - D_y)$                 |

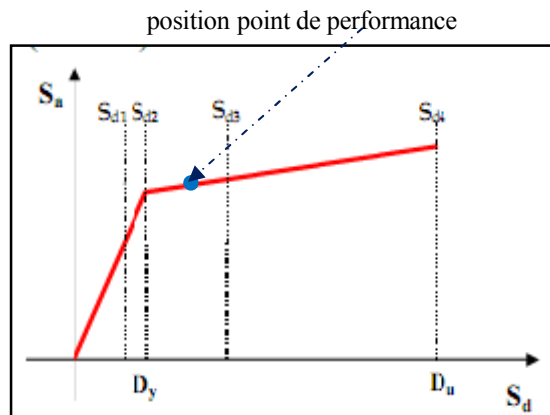


Figure 2. Signification de la position de performance sur la courbe de capacité.

## 2.6. Construction des courbes de fragilité

Dans ce travail le modèle de distribution statistique retenu pour représenter les fonctions de fragilité de la structure est un modèle de type Log-normal qui représente convenablement la combinaison de variables dont les effets ont multiplicatifs (Chintanapakdee et Chopra, 2003). Cette fonction est contrôlée par deux paramètres : la valeur moyenne  $S_d$  et son écart type  $\beta_{S_d}$ . Sa densité de probabilité cumulée s'exprime par la relation suivante [5]:

$$F[ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (4)$$

$S_{d,ds}$  est la valeur médiane du déplacement spectral pour laquelle la structure atteint le seuil de l'état de dommages ds ;  $\beta_{ds}$  est l'écart type du déplacement spectral pour l'état de dommages ds, et  $\Phi$  est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. La valeur médiane du déplacement spectral  $S_d$  est déterminée



pour chaque niveau de dommage  $d_s$  à partir des déformations inter-étages moyennes  $\Delta_{ds}$  est calculé par l'expression [1] :

$$S_{d,d} = \frac{\Delta_{ds} \times H}{\Gamma_1} \quad (5)$$

Avec H hauteur de la structure et  $\Gamma_1$  facteur de participation du premier mode, selon la forme des déformations des structures, le document ATC40 donne des valeurs simplifiées pour  $\Gamma_1$ , sur cette base en supposant que  $\Gamma_1 = 1.4$  [1] qui correspondant notre cas.

### **3. EXEMPLE D'APPLICATION ET RESULTATS OBTENUES**

Dans cette étude, nous nous intéressons à une seule typologie, c'est-à-dire nous avons fait le choix de traiter les constructions en béton armé type portique «poutres-poteaux». Ce choix de typologie est basé sur l'importance et la prépondérance de ces constructions dans le milieu urbain Algérien. Les structures étudiées ont été différenciées en fonction des paramètres liés aux dimensions, tel que le nombre d'étages "low-Rise" (entre

1 et 3 étages) ainsi que nombre de travée.. etc. des paramètres liés aux matériaux utilisés. Dans cet exemple, les lois de distributions des différents paramètres utilisés doivent normalement provenir d'une études statistiques sur un fausse donné ayant la typologie utilisée.

#### **3.1. Générer les variables aléatoires**

La génération les variables aléatoires effectue par simulation de Monte-Carlo.

Le tableau 2. donne les différents paramètres lié aux dimensions géométriques de la structure et paramétrés lié au matériau utilisée.

|   | Paramètre  | Nombre des bâtiments    |                         |  |
|---|--|-------------------------|-------------------------|--|
| Paramètres liés aux dimensions géométriques de la structure | 1) Nombres d'étage   | R                       | 130                     |  |
|   |  | R+1                     | 800                     |  |
|   |  | R+2                     | 70                      |  |
|   | 2) Hauteur d'étage (m)                                     | Moyenne ( $\mu$ )       | Ecart type ( $\sigma$ ) |  |
|   |  | 3.20                    | 0.20                    |  |
|   |  |                         | Nombre des bâtiments    |  |
|   | 3) Nombre de travée zz                                     | 2 travées               | 70                      |  |
|   |  | 3 travées               | 180                     |  |
|   |  | 4 travées               | 750                     |  |
|   | 4) Longueur de trames de sens zz (m)                       | Moyenne ( $\mu$ )       | Ecart type ( $\sigma$ ) |  |
|   |  | 4.00                    | 0.20                    |  |
|   |  |                         | Nombre des bâtiments    |  |
|   | 5) Nombre de travée xx                                     | 2 travées               | 55                      |  |
| 3 travées   |  | 820                     |                         |  |
| 4 travées   |  | 125                     |                         |  |
| 6) Longueur de trames de sens xx (m)                        | Moyenne ( $\mu$ )  | Ecart type ( $\sigma$ ) |                         |  |
|   | 4.00   | 0.20                    |                         |  |
| 7) Section des poteaux (cm)                                 | Moyenne ( $\mu$ )  | Ecart type ( $\sigma$ ) |                         |  |
|   | 30x30  | 5.00                    |                         |  |
| Paramètres liés au matériau utilisé                         | 1) La résistance à la compression de béton ( $f_c$ ) (Mpa) | Moyenne ( $\mu$ )       | Ecart type ( $\sigma$ ) |  |
|   |  | 20.00                   | 3.25                    |  |
|   | 2) Limite élastique de l'acier $f_y$ (Mpa)                 | Moyenne ( $\mu$ )       | Ecart type ( $\sigma$ ) |  |
|   |  | 420.00                  | 20.00                   |  |

### 3.2. Construire les courbes de capacité

Nous présentons les différentes courbes de capacité de bâtiments (1000 bâtiments) étudiés dans notre travail à la figure 03.

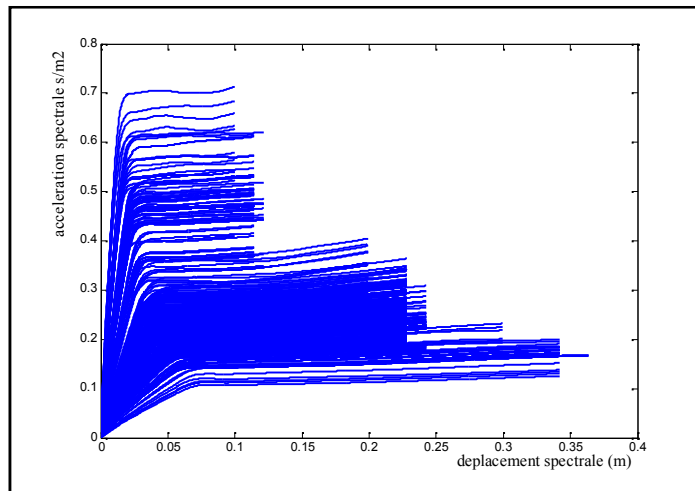


Figure 3. Courbes de capacité en format ADRS (exemple de 1000 bâtiments).

### 3.3. Générer les spectres de réponse

32 combinaisons sont formés par des différentes valeurs entre  $Q$  et  $T2$  permettant de générer le spectre de réponse dans le plan ( $S_a$ - $S_d$ ) comme présenté à la figure 04.

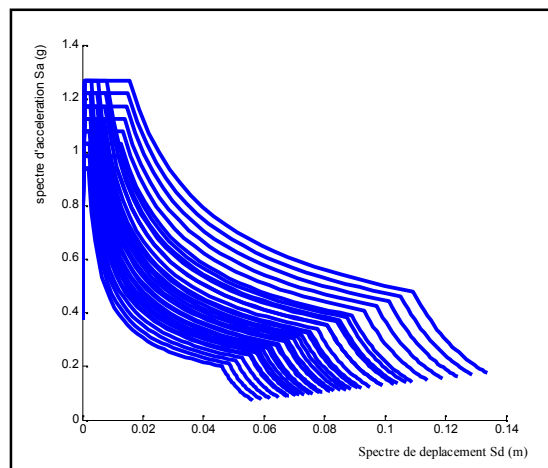


Figure 4. Génération spectres de réponse (32 combinaisons entre  $Q$  et  $T2$ ).

### 3.4. Déterminer les points de performance

Dans le présent de travail, on utilise une procédure itérative définie par le code FEMA440 (2009) pour la détermination des points de performance comme présentée à la figures 05. Nous avons considéré dans cet exemple

1000 bâtiments (courbes de capacité) soumise aux différents chargements sismiques ( 32 spectre de réponse) (voir la figure 06).

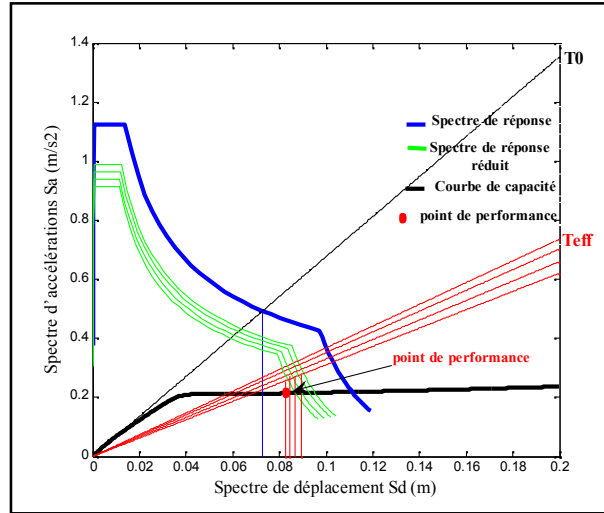


Figure 5. Schéma pour d'obtention du point de performance selon procédure « FEMA440 ».

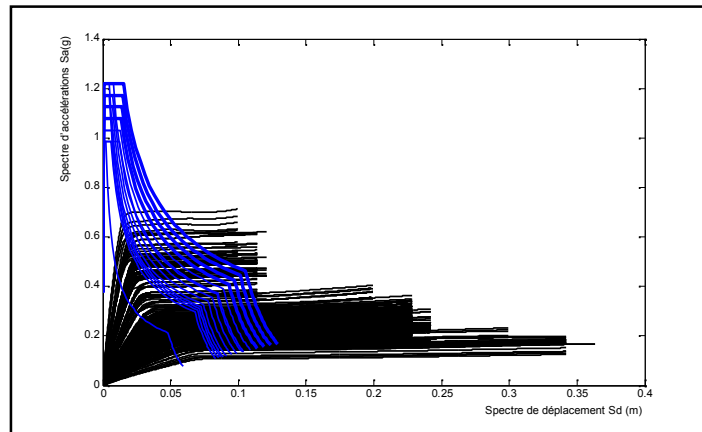


Figure 6. Superposition entre courbes de capacité (1000 bâtiments) et spectres de réponse généré par 32 combinaisons.

### 3.5. Détermine l'état d'endommagement

A partir la position de point de performance sur la courbe de capacité, l'on détermine l'état d'endommagement (faibles, modérés, importants et très importants) qui défini selon Risk-UE par le tableau 01.

### 3.6. Construire des courbes de fragilité

D'après la classification des bâtiments selon l'état d'endommagement (faibles, modérés, importants et très importants). On détermine la valeur moyenne de  $S_d$  et l'écart type de chaque classe ds. Une fois les paramètres de la fonction de fragilité  $S_{d,ds}$  obtenus, on peut construire les courbes de fragilité à partir de l'équation (04). Les courbes de fragilité sont représentées à la figure 7.

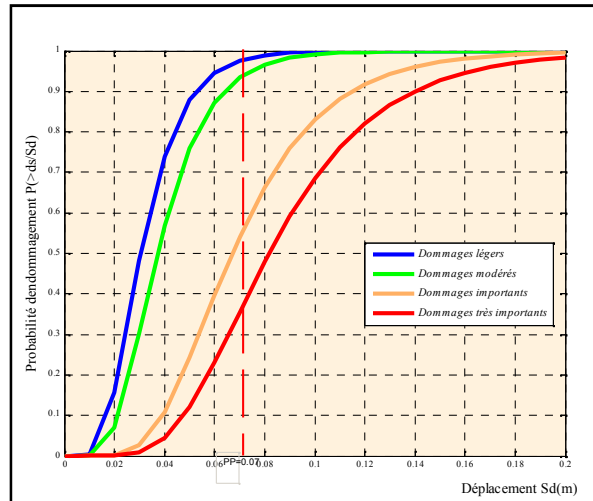


Figure 7. Construction courbes de fragilité.

Connaissant le déplacement spectral maximum  $S_d$  il est possible de déterminer la probabilité d'endommagement, en fonction des quatre niveaux de dommages. Ainsi, pour un déplacement subi de X cm, nous pouvons quantifier les probabilités d'avoir respectivement P1% d'endommagement de niveau 1 (dommmages légers), P2% d'endommagement du niveau 2 (dommmages modérés), P3% d'endommagement du niveau 3 (dommmages importants), P4% d'endommagement du niveau 4 (dommmages très importants allant jusqu'à la ruine). A titre illustratif, pour un déplacement spectral de 7 cm, les probabilités que la structure se trouve aux niveaux d'endommagement 1, 2, 3 ou 4 sont respectivement de 97%, 93%, 55% et 37%.

### 4. CONCLUSION

Par cette communication nous avons essayé de contribuer au développement d'un outil (courbes de fragilité) permettant l'amélioration de la gestion du risque sismique en Algérie.

Une méthodologie développée pour la détermination des courbes de fragilité a été présentée. Cette méthodologie est basée sur de la méthode push-over et l'utilisation des simulations Monte Carlo. Des courbes de fragilité ont été établies pour des structures de type portique en béton peuvent être utilisées pour la mise en conformité sismiques de structures existantes. Les résultats (courbes de fragilité) présentés ici constituent un exemple d'utilisation pour l'évaluation des dommages et constituent une première estimation des niveaux de risques dans la définition du risque sismique des constructions. Les perspectives directes de ce travail, sont l'application de la méthodologie développée et sa validation sur d'autres typologies de structures

De nombreux études de recherches dans le risque naturel et notamment sismique se sont réalisés dans les dernières

années (HAZUS, RISK-EU). Ils ont apporté ainsi une quantité importante d'information, concernant essentiellement le développement de nouvelles solutions techniques pour les constructions et la protection de différents enjeux d'une part, et l'estimation des conséquences potentielles suite à la manifestation des différents scénarii de catastrophes naturelles d'autre part. Les décideurs disposent par conséquent aujourd'hui d'une large gamme d'outils, dont certains présentés dans ce travail, qui doivent servir comme un appui pour la mise en place d'une meilleure politique de mitigation. Les résultats obtenus nous semblent cohérents avec ceux déjà obtenus par d'autres chercheurs. Tout fois nous devons procéder à une validation de ces résultats en les comparant à des endommagements enregistrés lors de séisme (exemple ceux de Boumerdes).

## **5. REFERENCES**

- [1] Applied Technology Council ATC.40, (1996), " ATC40.
- [2] RPA (1999 ), Règlement Parasismique Algérienne ( RPA 99 version 2003).
- [3] RISK-UE, (2003), An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns, Projet Européen, EVK4-CT-2000-00014.
- [4] Federal Emergency Management Agency " FEMA440,2009.
- [5] HAZUS. (1999), Direct physical damage general building stock, chapter 5, HAZUS99 Technical Manual.

## **8. Vulnérabilité, et réhabilitation des ponts endommagés**

## DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE DES PILES EVIDEE D'UN PONT EN BETON ARME SELON RPOA-2008

R. LARBI<sup>1</sup>, M.NAILI<sup>2</sup>, A.KIBBOUA<sup>2</sup>

<sup>1</sup> LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DE LA CONSTRUCTION LARBI (LTPCL), BOUIRA, ALGERIE, [rym\\_potter@yahoo.fr](mailto:rym_potter@yahoo.fr).

<sup>2</sup> CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE (CGS), ALGER, ALGERIE.

### Thème N° 6 : Vulnérabilité, pathologie et réhabilitation des structures et des ponts endommagés.

#### Résumé

La méthode de dimensionnement en capacité pour les ponts, a été récemment introduite en Algérie. Avant l'avènement des Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA-2008), l'effet du séisme était considéré d'une manière forfaitaire. Dans ce papier, une étude comparative d'un pont avec piles évidées en béton armé est faite entre un calcul élastique (existant) et une approche capacitaire selon les prescriptions du RPOA-2008. Le ferrailage obtenu par celle-ci s'est avéré plus sécuritaire que le ferrailage existant. Ensuite, les courbes de capacité des piles ont été déterminées et comparées à la demande sismique en terme de force réglementaire réduite, telle que préconisée par le règlement à partir du spectre de dimensionnement, puis le critère de cohérence a été vérifié. La superposition des courbes nous ont permis de mettre en évidence le concept de ductilité. Cependant, le coefficient de comportement final obtenu est proche de l'unité, il n'y avait donc pas de motivations particulières pour choisir le dimensionnement en capacité qui est long et fastidieux. Il est recommandé, pour ce type de pont, de mener un dimensionnement en élasticité.

**Mots –Clés :** vulnérabilité, courbes de capacité, demande sismique, spectre de dimensionnement, piles évidées, RPOA-2008.

#### 1. INTRODUCTION

Le dimensionnement en capacité est à la base de la philosophie du comportement ductile des structures. Ce concept peut être explicité en utilisant l'exemple de la chaîne de maillons, introduit en premier par Paulay [1], dans laquelle le maillon central est ductile et tous les autres maillons sont fragiles.

Dans un calcul classique (élastique), le dimensionnement des maillons se fait avec  $F_y$  (la force maximale que peuvent subir les maillons fragiles), alors que, dans un dimensionnement en capacité, les maillons sont dimensionnés avec  $F_u$  (la force ultime du maillon ductile). De ce fait, le maillon ductile se comportera comme un fusible si la force externe appliquée dépasse  $F_u$ . Le comportement fusible prime sur le comportement fragile ; les autres maillons fragiles n'arriveront pas à la rupture.

En Algérie, c'est le RPOA-2008 qui gère la conception parasismique des ponts. Il propose cette nouvelle méthode de conception capacitaire, inspirée en grande partie de documents et guides étrangers.

Seulement, et compte tenue de sa récente application (avril 2010), il n'y a pas eu encore suffisamment de retour d'expérience quant à l'utilisation et l'application de ce « nouveau règlement ».

#### 2. DEMARCHE A SUIVRE POUR LE DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE

Le dimensionnement inélastique, à l'aide du coefficient de comportement  $q$ , peut être effectué en suivant la démarche suivante [2] :

- Dans le cas d'un comportement ductile, effectuer un calcul élastique avec spectre de dimensionnement d'où sont tirés des efforts élastiques  $M_{el}$  (correspondent à un calcul avec un coefficient de comportement  $q=1$ ) ;
- Réduction des efforts obtenus par un coefficient de comportement  $q>1$  et dimensionner la structure ;
- Vérifier le critère de cohérence, c'est-à-dire, l'adéquation entre les hypothèses adoptées et les déformations réellement obtenues avec les efforts de dimensionnement  $M_{el}/q$  ;



- Adopter les dispositions permettant d'assurer la compatibilité des déplacements de la structure.

### 2.1. Coefficient de surcapacité

Dans la zone critique des rotules plastiques, le ferrailage longitudinal est calculé avec le moment  $M_{rd}$  (réduit) et l'effort normal concomitant le plus défavorable. En dehors des rotules plastiques, les efforts sont majorés par un coefficient de surcapacité  $\gamma_0$ , explicité au paragraphe 5.2 du RPOA-2008 [3].

### 2.2. Vérification du critère de cohérence

Lorsqu'on utilise un coefficient de comportement  $q > 1$ , on envisage par principe que les sections se plastifient. Pour être cohérent avec cette hypothèse, il convient de vérifier que les rotules sont effectivement plastifiées sous les combinaisons de charges faisant intervenir le séisme. La vérification du critère de cohérence s'effectue par une série d'itérations, portant sur la réduction des efforts par des coefficients de comportement  $q$ , partant d'une valeur de base, avec la vérification de la formation effective des rotules plastiques sous les sollicitations ainsi réduites par  $q_i$ . Si ce n'est pas le cas, il y a lieu de recommencer le calcul en réduisant les efforts par  $q_{(i+1)}$  jusqu'à convergence [2].

### 2.3. Rotule plastique

Le ferrailage des sections fragilisées s'effectuera sur toute la longueur critique. Les rotules plastiques doivent être situées en pieds de pile si celles-ci sont articulées en tête (appui en élastomère fretté). Il existe dans la littérature, plusieurs expressions définissant ces longueurs à partir de résultats expérimentaux. Nous considérerons la formule de Priestley [4], où la longueur des rotules plastiques est définie par l'équation (1).

$$L_{pl} = a_{st}(0,08 L_v + 0,022 f_s \cdot db_l) \text{ [mm]} \quad (1)$$

Avec :

$a_{st}$  : coefficient de nuance de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{st} = 0,8 \text{ pour les aciers d'armature avec } \frac{f_t}{f_s} < 1,15 \\ a_{st} = 1 \text{ pour les aciers d'armature avec } \frac{f_t}{f_s} \geq 1,15 \end{array} \right\}$$

$L_v$  : portée de cisaillement [mm].

$f_s$  : limite d'écoulement des armatures longitudinales [MPa].

$f_t$  : résistance à la traction des armatures longitudinales [MPa].

$db_l$  : diamètre des armatures longitudinales [mm].

### 2.4. Etablissement des courbes de capacité

#### 2.4.1. Ductilité sectionnelle

La ductilité d'une section en béton armé, s'exprime par la ductilité en courbure. Il s'agit de définir la courbe dite 'courbe de capacité moment-courbure', où  $(\phi_y, M_y)$  étant le point de première plastification et  $(\phi_u, M_u)$  étant la limite ultime. La courbe moment-courbure est établie par la méthode dite des fibres.

Plusieurs programmes informatiques ont été développés et permettent d'obtenir rapidement la courbe capacité  $(M-\phi)$  tels que : WMNPhi (Université de Sherbrooke –CANADA) ou encore SAP2000 dans le volet « section designer ». La ductilité en courbure est définie par l'équation (2).

$$\mu_c = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2)$$

### 2.4.1. Ductilité structurale

La capacité en ductilité d'un élément en béton armé, est la ductilité maximale que peut présenter la structure sans s'effondrer (en termes de déformations plastiques) et qui est uniquement fonction des propriétés de la structure et de l'intensité du séisme.

Il s'agit de déterminer la courbe de capacité de la forme  $F=f(\Delta)$  de l'élément, tel que :

$F$  : force extérieure appliquée au sommet d'une structure.

$\Delta$  : déplacement qui en résulte au point d'application de la force.

La courbe capacité, qui traduit la ductilité structurale, est déterminée par l'une des méthodes :

-Soit directement par une analyse statique non linéaire de poussée progressive (dite push over).

-Soit à partir de la courbe  $M-\phi$  définissant la ductilité sectionnelle, en admettant une approximation bilinéaire [4] où seuls les points O, A et B sont à déterminer (voir Figure 1) en passant par les équations de (3) à (8).

O représente l'origine des axes, car il n'y a pas de déplacement s'il n'y a pas de force extérieure appliquée.

A représente  $(\Delta_y, F_y)$  : c'est le point de début de la plastification.

B représente  $(\Delta_u, F_u)$  : c'est le point considéré comme un état ultime, au-delà duquel il y a chute de la résistance ou encore ruine de la structure.

$$\Delta_y = \theta_y \cdot L_v \quad (3)$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (4)$$

$$\Delta_u = \theta_u \cdot L_v \quad (5)$$

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v}\right) \quad (6)$$

$$F_y = \frac{M_y}{L_v} \quad (7)$$

$$F_u = \frac{M_u}{L_v} \quad (8)$$

Avec

$\theta$  : Rotation de la corde définie comme étant l'angle formé par la tangente à l'axe de l'élément au niveau de la rotule plastique, et la corde reliant celle-ci à l'extrémité de la portée de cisaillement de l'élément.

$\theta_y$  : Rotation de la corde à la plastification.

$\theta_u$  : Rotation de la corde à la rupture.

$L_v$  : portée de cisaillement. Dans le cas d'une console, c'est la longueur de l'élément.

$L_{pl}$  : longueur de la rotule plastique.

La ductilité structurale d'un élément est donnée par l'équation (9).

$$\mu \Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (9)$$

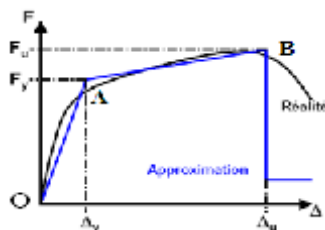


Figure 1. Relation force-déplacement non linéaire d'une console.

## 3. APPLICATION

### 3.1. Présentation du pont étudié

Le pont dénommé OA203 est un ouvrage d'art, réalisé en 2008, qui fait partie d'un tronçon de l'autoroute Est Ouest, reliant la ville d'El Adjiba à Bouira (Wilaya de Bouira). L'ouvrage a été calculé en 2004 par un bureau d'étude Italien « Groupement TODINI ». Il porte une chaussée de voie routière express, de tracé en plan droit, de pente longitudinale de 5%. La largeur roulable du tablier,  $L_r = 13,5\text{m}$ , prolongé d'un trottoir des deux cotés de la chaussée d'une largeur de 0,5m et 1,5m. Le tablier est à voussoirs en béton précontraint, réalisé en encorbellements successifs, d'inertie variable au niveau des appuis et forme une poutre continue sur plusieurs travées (60 m + 4 x 100 m + 60 m) comme indiqué par la Figure 2, reposant simplement sur des appareils d'appui en élastomère fretté. Le calcul sismique de l'ouvrage a considéré le règlement parasismique Algérien RPA 88 réservé aux bâtiments et audacieusement appliqué à ce pont.

L'ouvrage comporte 5 piles, de hauteurs différentes. Nous considérerons l'étude de trois cas de figures :

- Pile rigide de petite hauteur (pile N°1).
- Pile de hauteur intermédiaire (pile N°2).
- Pile souple de grande hauteur (pile N°3).



Figure 2. Coupe longitudinale Ouvrage d'art (OA 203).

### 3.2. Matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont comme suit :

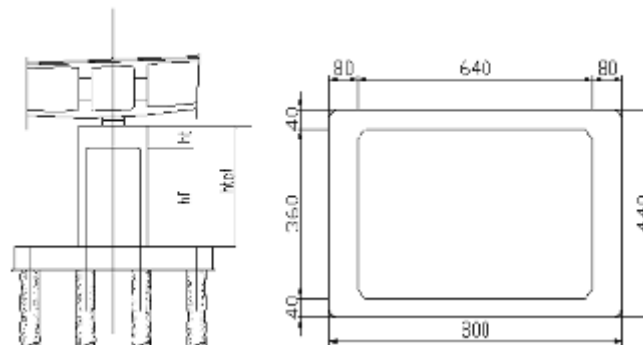
Tablier : Béton de résistance :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ ,  $E_c \cong 36\,000 \text{ MPa}$ , Armature passive : FeE400.

Infrastructure : Béton de résistance :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ ,  $E_c \cong 33\,000 \text{ MPa}$ , Armature passive : FeE400.

### 3.3. Description des piles

#### 3.3.1. Dimensions

La typologie structurale des piles est telle qu'en tête de pile, la section est pleine, et sur toute la hauteur restante de la pile, la section est évidée comme l'indique la Figure 3. Les dimensions des sections sont indiquées par la Figure 3 également. Les caractéristiques géométriques des piles sont reportées sur le Tableau 1.



**Figure 3.** Notation des hauteurs et caractéristiques géométriques des sections (cm).**Tableau 1.** Caractéristiques géométriques des piles.

| N° pile | Chaussée droite |          |          |
|---------|-----------------|----------|----------|
|         | $h_{tot}(m)$    | $h_t(m)$ | $h_f(m)$ |
| P1      | 5,0             | 2,00     | 3,00     |
| P2      | 10,5            | 2,00     | 8,50     |
| P3      | 18,5            | 2,00     | 16,50    |
| P4      | 14,5            | 2,00     | 12,50    |
| P5      | 3,5             | 3,50     | 0,00     |

### 3.3.1. Ferrailage

Le ferrailage des piles est disposé sur le périmètre extérieur et intérieur des sections évidées, comme suit :

- Pile n°01 : (170+157)  $\phi$  25 Soit  $\rho=1,324\%$ .
- Pile n°02 : (178+139)  $\phi$  25 Soit  $\rho=1,284\%$ .
- Pile n°03 : (178+139+165)  $\phi$  25 Soit  $\rho=1,946\%$ .

### 3.4. Redimensionnement en capacité

Dans ce qui suit, nous allons effectuer un redimensionnement du ferrailage des sections des piles de l'ouvrage OA 203, tout en gardant le coffrage, afin de mettre en avant la différence, entre le calcul établi en élasticité selon le RPA-88 et le calcul en capacité selon le RPOA-2008 [5].

La structure est modélisée à l'aide du logiciel SAP2000 bridges [6], afin de lancer une analyse modale et, déterminer les périodes de vibration ainsi que les modes de vibrations de la structure entière. La période fondamentale est de  $T=2,83$  s.

### 3.4.2. Evaluation de la force sismique selon le RPOA-2008

L'évaluation de la force sismique est considérée à partir du spectre de dimensionnement proposé par le RPOA-2008, en tenant compte de l'interaction directionnelle du séisme (règle des 30%).

La courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme, est représentée par une force statique équivalente (voir Tableau 2), puis répartie sur chaque appui selon les rigidités.

- Le pont est classée en zone IIa (zone de sismicité moyenne), l'accélération au sol  $A=0,25$  g ;
- Le facteur de correction de l'amortissement a été pris égal à :  $\eta=1,848$ .
- Le facteur de site a été pris égal à :  $S=1,1$  (pour site S2 ferme).
- Les périodes  $T1$  et  $T2$  du site :  $T1=0,15$ s et  $T2=0,4$ s.
- Le séisme horizontal a été considéré dans les directions longitudinales et transversales avec l'interaction des deux autres sens à chaque fois (règle des 30%).
- Le spectre de dimensionnement utilisé pour l'évaluation de la force horizontale, est déterminé au paragraphe 3.2.2 du RPOA-2008.

**Tableau 2.** Force sismique selon le RPOA-2008.

| Désignation  | Sens transversal(KN) | Sens longitudinal(KN) |
|--|----------------------|-----------------------|
| <b>F<sub>totale</sub> (à partir du spectre de dimensionnement)</b> | 65 761.89            | 41 590.57             |

Remarquons que le RPOA 2008 préconise des forces sismiques importantes, à partir du spectre de dimensionnement, et le rapport entre la force sismique  $F$  statique équivalente (non réduite) et le poids total permanent, obtenu représente environ **21,99-34,77%**.

### 3.4.3. Résultats de l'analyse

Après un calcul élastique, les sollicitations (élastiques) issues des combinaisons les plus défavorables sont réduites par le coefficient de comportement  $q_i$ .

### 3.5. Réduction des efforts élastiques par le coefficient de comportement (Vérification du critère de cohérence)

La réduction des efforts élastiques est effectuée avec un coefficient de comportement  $q$  définie à partir d'une valeur de base  $q_0=1$ , [3].

#### 3.5.1. Réduction des efforts élastiques par $q_0$

Les efforts **élastiques** sont réduits du coefficient de comportement  $q_0 = 1$ . Les sections sont alors calculées suivant le BAEL99 [7] à l'aide du logiciel Robobat EXPERT sections de ponts. Les sections obtenues (en tenant compte de la réversibilité du sens de la force sismique) sont reportées sur le Tableau 3 :

**Tableau 3. Choix des barres d'armatures (itération  $q_0$ ).**

|                       | As retenue (cm <sup>2</sup> ) |           |            | As totale retenue (cm <sup>2</sup> ) |                           |                           |
|-----------------------|-------------------------------|-----------|------------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
|                       | PILE N°1                      | PILE N°2  | PILE N°3   | PILE N°1                             | PILE N°2                  | PILE N°3                  |
| <b>Dans le sens x</b> | 2X 488,83                     | 2X 594,58 | 2X 668,37  | 2 162,26                             | 2 807,86                  | 3 392,56                  |
| <b>Dans le sens y</b> | 2X 592,3                      | 2X 80,35  | 2X 1027,91 | Soit 440φ25<br>(ρ=1,778%)            | Soit 572φ25<br>(ρ=2,309%) | Soit 692φ25<br>(ρ=2,790%) |

A partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des nouvelles sections, les courbes de capacité  $F-\Delta$  sont établies, en considérant l'approximation bilinéaire, et les coefficients de sécurité sont déduits (voir Tableau 4).

**Tableau 4. Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire (itération  $q_0$ ).**

| Désignation    | Sens longitudinal |          |          | Sens transversal |          |          |
|----------------|-------------------|----------|----------|------------------|----------|----------|
|                | PILE N°1          | PILE N°2 | PILE N°3 | PILE N°1         | PILE N°2 | PILE N°3 |
| $\Delta y$ (m) | 0,0068            | 0,0339   | 0,1173   | 0,004            | 0,019    | 0,0647   |
| $\Delta u$ (m) | 0,0086            | 0,0403   | 0,1349   | 0,0052           | 0,024    | 0,076    |
| $F_y$ (KN)     | 15 093            | 10 972   | 8 700    | 21 540           | 16 472   | 14 460   |
| $F_u$ (KN)     | 18 504            | 12 867   | 9 917    | 27 634,6         | 19 928   | 16 977   |
| $q_1$          | 1,226             | 1,173    | 1,140    | 1,283            | 1,210    | 1,174    |
| $\mu d$        | 1,267             | 1,188    | 1,150    | 1,286            | 1,212    | 1,175    |

#### 3.5.2. Réduction des efforts élastiques par $q_1$

Les efforts élastiques sont réduits de nouveau, par le coefficient de comportement  $q_1$  mentionné sur le Tableau 4. Les nouvelles sections obtenues pour les sollicitations élastiques réduites de  $q_1$  sont rapportées sur le Tableau 5.

**Tableau 5. Choix des barres d'armatures (itération  $q_1$ ).**

|                       | As retenue (cm <sup>2</sup> ) |           |           | As totale retenue (cm <sup>2</sup> ) |          |          |
|-----------------------|-------------------------------|-----------|-----------|--------------------------------------|----------|----------|
|                       | PILE N°1                      | PILE N°2  | PILE N°3  | PILE N°1                             | PILE N°2 | PILE N°3 |
| <b>Dans le sens x</b> | 2X 381,03                     | 2X 491,46 | 2X 569,25 | 1728,3                               | 2364,2   | 2942,0   |

|                       |           |           |           |                           |                            |                            |
|-----------------------|-----------|-----------|-----------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|
| <b>Dans le sens y</b> | 2X 483,12 | 2X 690,16 | 2X 901,75 | Soit 352φ25<br>(ρ=1,421%) | Soit 482φ25<br>(ρ =1,942%) | Soit 600φ25<br>(ρ =2,419%) |
|-----------------------|-----------|-----------|-----------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|

A partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des nouvelles sections, les courbes de capacité F-Δ sont établies, et les coefficients de sécurité sont déduits (voir Tableau 6).

**Tableau 6.** Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire (itération  $q_1$ ).

| Désignation    | Sens longitudinal |          |          | Sens transversal |          |          |
|----------------|-------------------|----------|----------|------------------|----------|----------|
|                | PILE N°1          | PILE N°2 | PILE N°3 | PILE N°1         | PILE N°2 | PILE N°3 |
| $\Delta y$ (m) | 0,006             | 0,0318   | 0,105    | 0,0032           | 0,018    | 0,060    |
| $\Delta u$ (m) | 0,008             | 0,0384   | 0,1224   | 0,0043           | 0,023    | 0,073    |
| $F_y$ (KN)     | 9 265             | 8 354    | 6 450    | 13 363           | 12 491   | 9 385    |
| $F_u$ (KN)     | 11 422            | 10 087   | 7 517    | 17 082           | 15 612   | 11 343   |
| $q_2$          | 1,233             | 1,207    | 1,165    | 1,278            | 1,250    | 1,209    |
| $\mu d$        | 1,313             | 1,208    | 1,166    | 1,325            | 1,250    | 1,209    |

### 3.5.3. Réduction des efforts élastiques par $q_2$

Les efforts élastiques sont réduits, par le coefficient de comportement  $q_2$  mentionné sur le Tableau 6. Les nouvelles sections obtenues pour les sollicitations élastiques réduites de  $q_2$  sont rapportées sur le Tableau 7.

**Tableau 7.** Choix des barres d'armatures (itération  $q_2$ ).

|                       | As retenue (cm <sup>2</sup> ) |           |           | As totale retenue (cm <sup>2</sup> ) |                           |                           |
|-----------------------|-------------------------------|-----------|-----------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
|                       | PILE N°1                      | PILE N°2  | PILE N°3  | PILE N°1                             | PILE N°2                  | PILE N°3                  |
| <b>Dans le sens x</b> | 2X 382,43                     | 2X 475,7  | 2X 553,01 | 1725,7                               | 2291,94                   | 2870,06                   |
| <b>Dans le sens y</b> | 2X 480,42                     | 2X 670,27 | 2X 882,02 | Soit 352φ25<br>(ρ=1,419%)            | Soit 468φ25<br>(ρ=1,885%) | Soit 586φ25<br>(ρ=2,360%) |

A partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des nouvelles sections, les courbes de capacité F-Δ sont établies, et les coefficients de sécurité sont déduits (voir Tableau 8).

**Tableau 8.** Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire (itération  $q_3$ ).

| Désignation    | Sens longitudinal |          |          | Sens transversal |          |          |
|----------------|-------------------|----------|----------|------------------|----------|----------|
|                | PILE N°1          | PILE N°2 | PILE N°3 | PILE N°1         | PILE N°2 | PILE N°3 |
| $\Delta y$ (m) | 0,006000          | 0,030000 | 0,104000 | 0,003000         | 0,016700 | 0,060700 |
| $\Delta u$ (m) | 0,008000          | 0,037100 | 0,122000 | 0,004000         | 0,021400 | 0,073800 |
| $F_y$ (KN)     | 9 265             | 6 755    | 6 356    | 13 363           | 10 430   | 9 154    |
| $F_u$ (KN)     | 11 422            | 8 352    | 7 425    | 17 082           | 13 310   | 11 104   |
| $q_3$          | 1,233             | 1,236    | 1,168    | 1,278            | 1,276    | 1,213    |
| $\mu d$        | 1,313             | 1,237    | 1,170    | 1,325            | 1,276    | 1,216    |

### 3.5.4. Réduction des efforts élastiques par $q_3$

Les efforts élastiques sont réduits, par le coefficient de comportement  $q_3$  mentionné sur le Tableau 8. Les nouvelles sections obtenues pour les sollicitations élastiques réduites de  $q_3$  sont rapportées sur le Tableau 9.

**Tableau 9. Choix des barres d'armatures (itération  $q_3$ ).**

|                       | As retenue (cm <sup>2</sup> ) |           |           | As totale retenue (cm <sup>2</sup> ) |                                  |                                   |
|-----------------------|-------------------------------|-----------|-----------|--------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
|                       | PILE N°1                      | PILE N°2  | PILE N°3  | PILE N°1                             | PILE N°2                         | PILE N°3                          |
| <b>Dans le sens x</b> | 2X 382,43                     | 2X 465,93 | 2X 551,05 | <b>1 725,7</b>                       | <b>2 007,1</b>                   | <b>2 862,06</b>                   |
| <b>Dans le sens y</b> | 2X 480,42                     | 2X 537,62 | 2X 879,98 | <b>Soit 352φ25<br/>(ρ=1,419%)</b>    | <b>Soit 410φ25<br/>(ρ=1,65%)</b> | <b>Soit 584φ25<br/>(ρ=2,354%)</b> |

A partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des nouvelles sections, les courbes de capacité F-Δ sont établies, et les coefficients de sécurité sont déduits (voir Tableau 10).

**Tableau 10. Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire (itération  $q_3$ ).**

| Désignation          | Sens longitudinal |          |          | Sens transversal |          |          |
|----------------------|-------------------|----------|----------|------------------|----------|----------|
|                      | PILE N°1          | PILE N°2 | PILE N°3 | PILE N°1         | PILE N°2 | PILE N°3 |
| <b>Δy (m)</b>        | 0,006             | 0,0292   | 0,1      | 0,003            | 0,017    | 0,06     |
| <b>Δu (m)</b>        | 0,008             | 0,0363   | 0,121    | 0,004            | 0,022    | 0,073    |
| <b>Fy (KN)</b>       | 9 265             | 6 418    | 6 245    | 13 363           | 9 858    | 9 035    |
| <b>Fu (KN)</b>       | 11 422            | 7 960    | 7 311    | 17 082           | 12 649   | 10 989   |
| <b>q<sub>4</sub></b> | 1,233             | 1,240    | 1,171    | 1,278            | 1,283    | 1,216    |
| <b>μd</b>            | 1,313             | 1,243    | 1,212    | 1,325            | 1,288    | 1,217    |

### 3.5.5. Récapitulation

Les valeurs du coefficient de comportement q obtenu lors des itérations, sont rapportées sur le Tableau 11. Remarquons que  $q_3 \approx q_4$ , nous nous contenterons de ce degré de précision. Le ferrailage final des sections est donné par le Tableau 14, et ce, sur toute la longueur de la rotule plastique (voir Tableau 13).

**Tableau 11. Itérations (vérification du critère de cohérence).**

| Sens                           | PILE N°1     |             | PILE N°2     |             | PILE N°3     |             |
|--------------------------------|--------------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|
|                                | longitudinal | transversal | longitudinal | transversal | longitudinal | transversal |
| <b>Itération q<sub>0</sub></b> | 1,000        | 1,000       | 1,000        | 1,000       | 1,000        | 1,000       |
| <b>Itération q<sub>1</sub></b> | 1,226        | 1,283       | 1,173        | 1,210       | 1,140        | 1,174       |
| <b>Itération q<sub>2</sub></b> | 1,233        | 1,278       | 1,207        | 1,250       | 1,165        | 1,209       |
| <b>Itération q<sub>3</sub></b> | 1,233        | 1,278       | 1,236        | 1,276       | 1,168        | 1,213       |
| <b>Itération q<sub>4</sub></b> | 1,233        | 1,278       | 1,240        | 1,283       | 1,171        | 1,216       |

### 3.5.6. Discussion

-Etant donné la structure souple du pont (période fondamentale  $T = 2,83$  s donc  $T > 0,5$  s), nous nous situons dans le cas des iso-déplacements, d'où l'appel en ductilité en déplacement :  $\mu d \approx q$  (Tableaux 4, 6, 8 et 10).

-Le coefficient de comportement final ( $q_4$ ) est proche de 1. Il apparait qu'il n'y avait pas vraiment de motivations particulières à considérer un calcul dans le domaine post élastique. La démarche est longue et fastidieuse ; **il serait préférable de considérer pour ce pont, un comportement dans le domaine élastique.**

### 3.5.7. Choix du coefficient de comportement

Le coefficient de comportement du pont en entier, est aligné au coefficient de comportement le plus petit, [2] (élément le moins ductile) soit  $q_4=1,171$  dans le sens longitudinal et  $q_4=1,216$  dans le sens transversal.

### 3.5.8. Réduction de la force sismique selon le RPOA-2008

Selon les prescriptions du RPOA-2008, il y a lieu de réduire la force sismique obtenue à partir du spectre de dimensionnement, par le coefficient de comportement final  $q_4$ . Le RPOA- 2008 préconise des forces sismiques importantes (voir Tableau 12), à partir du spectre de dimensionnement, et le rapport entre la force sismique  $F$  statique équivalente réduite et le poids permanent, obtenu représente environ **18,78-28,59%**.

**Tableau 12. Force sismique totale réduite.**

| Désignation             | Sens transversal (KN) | Sens longitudinal (KN) |
|-------------------------|-----------------------|------------------------|
| <b>F totale réduite</b> | 54 080,50             | 35 517,14              |
| <b>F pile N°01</b>      | 10 817,77             | 6 842,52               |
| <b>F pile N°02</b>      | 10 809,48             | 6 837,29               |
| <b>F pile N°03</b>      | 10 729,39             | 6 786,63               |

### 3.5.9. Rotules plastiques

Les rotules plastiques sont positionnées en pieds de pile [8]. Leurs longueurs ont été déterminées à partir de l'Equation (1) et sont rapportées sur le Tableau 13. Dans la littérature, sont disponibles des résultats expérimentaux, donnant les longueurs critiques approchant le dixième de la longueur de l'élément en BA.

**Tableau 13. Longueurs des rotules plastiques.**

| Désignation   | Sens longitudinal |          |          | Sens transversal |          |          |
|---|-------------------|----------|----------|------------------|----------|----------|
|   | PILE N°1          | PILE N°2 | PILE N°3 | PILE N°1         | PILE N°2 | PILE N°3 |
| <b>L<sub>c</sub> (mm) selon Priestley</b>                         | 620               | 1060     | 1860     | 620              | 1060     | 1860     |
| <b>Approximation <math>L_c \cong \frac{1}{10} L_v</math> (mm)</b> | 500               | 1050     | 2050     | 500              | 1050     | 2050     |

**Tableau 14. Ferrailage retenu.**

|                           | PILE 1 | PILE 2 | PILE 3 |                    | PILE 1 | PILE 2 | PILE 3 |
|---------------------------|--------|--------|--------|--------------------|--------|--------|--------|
| Nombre de barres retenu   | 352    | 410    | 584    | $\rho$ retenu(%)   | 1,419  | 1,651  | 2,353  |
| Nombre de barres existant | 328    | 318    | 482    | $\rho$ existant(%) | 1,324  | 1,284  | 1,946  |

### 3.6. Point d'intersection capacité-demande

La superposition de la courbe de capacité des piles de pont dimensionnées selon les recommandations du RPOA-2008, et la force statique équivalente réduite, donnent un point d'intersection. Les courbes obtenues sont données par les Figures 4 et 5.



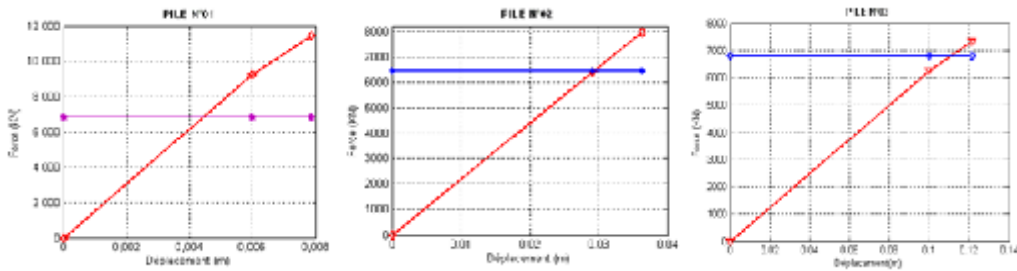


Figure 4. Courbes de capacité des piles dans le sens longitudinal.

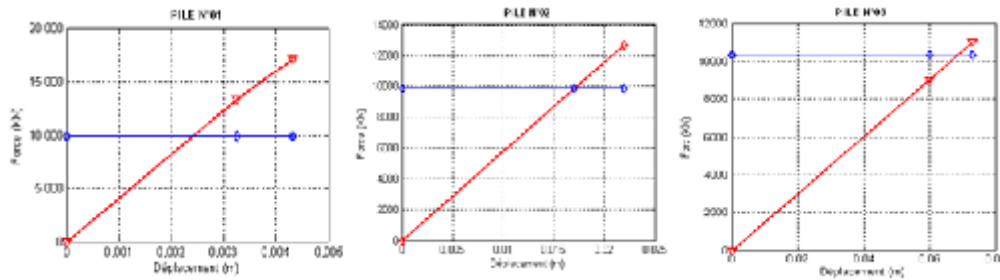


Figure 5. Courbes de capacité des piles dans le sens transversal.

### 3.6. Conclusion

- Dans le cas de la pile courte N°01, ce niveau de séisme ne fait pas intervenir la capacité en ductilité de la pile, mais uniquement à sa capacité en termes de résistance qui n'est pas encore dépassée.
- Dans le cas de la pile de hauteur intermédiaire N°02 et de la pile de grande hauteur N°03, ce niveau de séisme fait intervenir la capacité en termes de résistance de la pile ainsi que la capacité en termes de ductilité, c'est la définition même de l'approche capacitaire et de la conception recherchée.
- A présent, il est possible d'établir une comparaison entre le ferrailage existant des sections du pont, établi à partir d'un calcul élastique suivant le RPA-88, et le ferrailage des sections, établi à partir d'un calcul capacitaire suivant RPOA-2008 (voir Tableau 14).
- A partir du ferrailage obtenu avec l'approche capacitaire, et à partir des courbes des Figures 4 et 5, nous pouvons dire que les appuis sont 'performants', car le point d'intersection entre la capacité et la demande se situe dans la partie post élastique.
- Il apparaît clairement que le ferrailage obtenu par approche capacitaire, selon les prescriptions du RPOA-2008 est plus sécuritaire que le ferrailage obtenu dans la note de calcul du bureau d'étude Italien. Cependant, il n'y a pas lieu de comparer deux approches différentes, l'une est une approche élastique, la seconde capacitaire. Il appartient à l'ingénieur concepteur de choisir et de prévoir le comportement de sa structure. Notons que le calcul capacitaire est plus long et plus fastidieux que le calcul élastique.
- Pour un ouvrage tel que celui-ci (viaduc avec des hauteurs de piles importantes), le choix du type de sections évidées des piles, apparaît comme une très bonne conception, et un calcul en élasticité est préférable à considérer car le coefficient de comportement obtenu est proche de 1 ( $q \approx 1$ ). (L'effet P- $\Delta$  est non négligeable.)

### 4. REFERENCES

- [1] Paulay, T., "The Philosophy and Application of Capacity Design", Scientia Iranica, Vol.2, No.2, summer 1995, pp. 117-143.
- [2] SETRA-SNCF (janvier 2000). « Ponts courants en zone sismique ».

- [3] RPOA-2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, documents technique Ministère des travaux publics-Alger, Algérie.
- [4] Alessandro Dazio. « Capacité portante des constructions en béton », institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [5] R. LARBI, « Contribution à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles de pont en béton armé », Mémoire de magister, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, 2012.
- [6] SAP 2000 (2007). « Introduction to SAP2000/Bridge », Version 14. Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.
- [7] BAEL 91 révisé 1999, Fascicule 62, titre 1er du CCTG-travaux section 1 : béton armé.
- [8] Alain CAPRA-VINCI constructions grands projets. « Théorie des rotules plastiques-application aux ponts ».

## ELABORATION D'UNE CARTE DE VULNERABILITE POUR LES PONTS DE LA WILAYA DE TIPAZA

M. C. DJEMAI<sup>1</sup>, M. BENSAIBI<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Université Saad Dahlab, Blida, Algérie, djmai.medcherif@gmail.com

<sup>2</sup>Université Saad Dahlab, Blida, Algérie, bensaibim@yahoo.co.uk

**Thème N° 06 : Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés**

### **Résumé**

*La gestion des risques liée aux catastrophes naturelles fait appel à des outils de plus en plus performants afin de fournir aux décideurs les informations nécessaires à même de leur permettre une gestion adéquate des catastrophes. Parmi les catastrophes naturelles qui peut causer des dégâts immenses en un laps de temps très court les tremblements de terre. Ces derniers, en frappant une étendue de terre assez importante, contenant des structures et des infrastructures induisent des dommages. Les Systèmes d'Information Géographique (SIG) fournissent alors un outil d'aide à la décision appréciable. Ces derniers donnent une cartographie de la zone d'étude contenant toute les données nécessaires pour l'estimation de la vulnérabilité de cette dernière.*

*Dans le présent article nous allons utiliser les SIG afin de donner la cartographie de la vulnérabilité sismique des ponts de la Wilaya de Tipaza. Cette dernière s'étend sur une superficie de 1605 km<sup>2</sup> et contient un parc d'environ quatre-vingt dix ponts. Une étude basée sur la méthode de l'indice de vulnérabilité développée à cet effet sera utilisée pour évaluer le comportement sismique d'une partie de ces ponts. Cette méthode permettra leur classification.*

*Les résultats obtenus montrent une bonne correspondance avec la réalité du terrain.*

**Mots –Clés :** Vulnérabilité, Pont, Ouvrage d'art, Séisme, SIG, Indice de vulnérabilité.

### **1. INTRODUCTION**

Au cours de l'histoire, l'Algérie comme bien d'autres pays a régulièrement souffert des catastrophes naturelles, en particulier les tremblements de terre, qui ont des conséquences dévastatrices sur la société, non seulement en termes d'infrastructures endommagées, mais aussi en termes d'impact sur les citoyens et la stabilité économique de la région touchée.

Les séismes en causant des dommages importants aux ponts, aux routes et aux autoroutes induisent un dysfonctionnement dans de nombreuses activités telles que l'évacuation, la collecte d'informations, le sauvetage, l'assistance médicale, etc, qui sont nécessaires immédiatement après un tremblement de terre. Ces infrastructures ont aussi un rôle important dans le transport de marchandises et la reconstruction des zones gravement sinistrées après un séisme. Il apparait donc essentiel d'étudier entre autre, la situation actuelle des ponts et de leur fonctionnement. Ceci permettra de déduire les mesures préventives contre les dégâts qui seront engendrés par un éventuel séisme, ainsi que la détermination des priorités d'intervention et de réparation. Une telle étude correspond à l'estimation de la vulnérabilité sismique et à l'évaluation du niveau d'endommagement des ponts avant et après une secousse tellurique.

Des études de la vulnérabilité sismique sont recommandées afin de prédire et de réduire le niveau d'endommagement sismique subi par les ponts. Cette vulnérabilité peut être estimée par plusieurs méthodes. Ces dernières reposent en générale sur la définition d'un aléa sismique régional et local ainsi que sur les caractéristiques mécaniques du pont et du sol d'assise.

Parmi les méthodes d'estimation de la vulnérabilité sismique des ponts nous avons des méthodes simples basées sur une inspection sommaire pour obtenir les caractéristiques générales de l'ouvrage ou bien des méthodes détaillées nécessitant des analyses sophistiquées et approfondies. Parmi ces méthodes nous avons:

-La méthode "IQOA" (Image de la Qualité des Ouvrages d'Art) élaborée par l'organisme français SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes). Dans cette méthode les ponts sont caractérisés par cinq classes exprimant l'état de l'ouvrage et de ses équipements, plus une mention spéciale en cas d'urgence [1].

- Méthode "CALTRANS" mise en place par le département de transport de la Californie suite au tremblement de terre de San Fernando en 1971, elle se base sur une procédure multicritères composée de deux niveaux de critères pondérés, dont le premier niveau consiste à déterminer le critère d'activité de la région et son aléa sismique associé, et le deuxième niveau vise à quantifier le critère de l'impact sur la structure et sur le degré de vulnérabilité [2].

- Méthode "NYDOT" développée par le "New York Département of Transportation", en 1995. Elle utilise un algorithme de classification des ponts et viaducs pour regrouper les ouvrages selon leurs caractéristiques structurales sans prendre en considération l'aléa sismique régional ou local. Elle comporte quatre classes de vulnérabilité qui correspondent à des niveaux d'intervention sur les ponts allant de l'intervention très urgente à celle différée [3].

- Méthode "MTQ" développée par le Ministère des Transports du Québec, permet de calculer un indice de vulnérabilité numérique entre 0 et 100 et qui dépend des Facteurs risque sismique, fondation, âge, Coefficient d'influence sismique et Coefficient de pondération [3].

- Méthode "SISMOA" réalisée en collaboration entre l'organisme français SETRA et CETE Méditerranée, est un outil permettant l'évaluation qualitative de la vulnérabilité des ouvrages d'art au séisme. A partir d'un certain nombre de critères géométriques et typologiques, cette méthode permet de calculer un indice de vulnérabilité global qui est la combinaison des indices de vulnérabilité spécifiques des différents éléments structuraux de l'ouvrage (tablier, culées, piles et fondations) [4].

- Méthode de "Kubo - Katayama" a été développée par deux chercheurs japonais, permet de déterminer un coefficient permettant la classification des ponts en fonction de leurs vulnérabilité sismique en tenant compte des caractéristiques du pont et du sol d'assise, ainsi que de l'aléa local [5].

- Méthode des courbes de fragilité, elle permet de prédire le niveau de dommage que pourrait subir un pont soumis à une accélération sismique. Avec des propriétés matérielles et structurelles fixées. Les résultats seront schématisés par des courbes pour chaque type de pont et pour des sites bien précis [6].

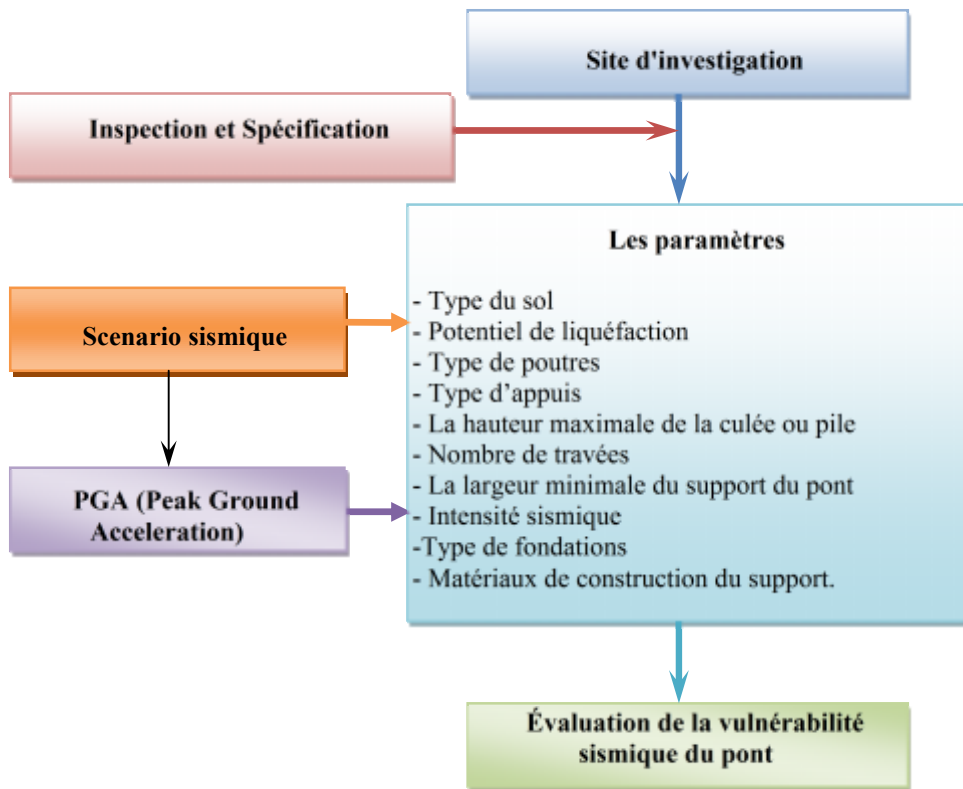
- Méthode établie par Kim en 1993, elle se base sur le calcul d'un indice de dommage des ponts en tenant compte des paramètres structuraux et non structuraux de ces derniers [7].

Même si les méthodes présentées varient leur objectif reste le même, à savoir l'orientation des gestionnaires concernant la prise de décision sur le moment et la façon d'intervenir sur un pont avant et/ou après une secousse sismique.

Le niveau de précision de ces méthodes varie selon la méthode utilisée (simple ou complexe), nous avons opté pour une méthode intermédiaire alliant la simplicité de mise en œuvre à la précision des résultats. Cette méthode est la méthode de l'indice de vulnérabilité. Elle permettra la classification des ponts étudiés. Cette classification sera transposée sur un Système d'Information Géographique (SIG) permettant une lecture aisée des résultats.

## **2. METHODE D'EVALUATION**

Le principe de la méthode est illustré dans l'organigramme ci-après Figure 1.



**Figure 1.** Organigramme de l'analyse de la vulnérabilité des ponts selon la méthode de l'indice de vulnérabilité [8].

Dans cette méthode nous avons différents paramètres de type descriptif, typologique, ou bien quantitatif qui influe sur la vulnérabilité sismique des ponts. Chacun d'eux est divisé en catégories, et chaque catégorie possède un facteur de pondération (voir tableau 1) [8].

**Tableau 1.** Tableau des paramètres de la méthode avec leurs coefficients de pondérations [5].

| <b>Paramètres</b>                        | <b>Classes</b>                                | <b>Coefficients de Pondération</b> |
|--|---|------------------------------------|
| Type de Sol                              | Sol Rigide (Stiff)                            | 0,50                               |
|  | Sol Moyen (Medium)                            | 1,00                               |
|  | Sol Mou (Soft)                                | 1,50                               |
|  | Sol Très Mou (Very Soft)                      | 1,80                               |
| Potentiel de Liquéfaction                | Sol non liquéfiable                           | 1,00                               |
|  | $0 < PL < 15$                                 | 1,50                               |
|  | $PL \geq 15$                                  | 2,00                               |
| Type de Poutre                           | Arc ou Portique Rigide                        | 1,00                               |
|  | Poutre Continue                               | 2,00                               |
|  | Poutre Simple                                 | 3,00                               |
| Type d'Appuis                            | Avec un Appareillage Spécifique               | 0,60                               |
|  | Appuis (Avec une bonne conception)            | 1,00                               |
|  | Mobiles                                       | 1,15                               |
|  | Autres (Pas d'appuis, etc.)                   | 1,10                               |
|  | Système de Prévention                         | 0,60                               |
|  | Système d'Isolation ou de Résistance Sismique | 0,90                               |
| Hauteur Maximum de culée / Pile (m)      | Inferieur à 5m                                | 1,00                               |
|  | Entre 5 et 10m                                | 1,35                               |
|  | Supérieur à 10m                               | 1,70                               |
| Nombre de Travées                        | 1 travée                                      | 1,00                               |
|  | 2 travées ou plus                             | 1,75                               |
| Largeur Minimale du Support du Pont (cm) | Supérieur à 70cm (Wide)                       | 0,80                               |
|  | Inferieur a 70cm (Narrow)                     | 1,20                               |
|  | Pas d'assise (0 cm) (No seat)                 | 1,10                               |
| Intensité Sismique                       | $MSK < VII$                                   | 1,00                               |
|  | $VII \leq MSK < VIII$                         | 2,10                               |
|  | $VIII \leq MSK < IX$                          | 2,40                               |
|  | $IX \leq MSK < X$                             | 3,00                               |
|  | $X \leq MSK$                                  | 3,50                               |
| Type de Fondation                        | Pieu Battu                                    | 1,40                               |
|  | Autre Pieu                                    | 1,00                               |
|  | Etendue                                       | 1,00                               |
| Matériau de la culée / Pile              | Béton Armé                                    | 1,40                               |
|  | Acier   | 1,00                               |
|  | Maçonnerie                                    | 1,40                               |
|  | Autres  | 1,00                               |







La présente zone d'étude est classée en zone III d'après le Règlement Parasismique Algérien, donc région à forte activité sismique. Elle se situe au sud du bassin sismogène de la Mitidja où nous localisons une importante faille active dans le Mont-Chenoua. Cette zone a été secouée par un séisme de magnitude ( $M_w = 6.0$ ) le 29 Octobre 1989, dont l'épicentre a été localisé en mer au nord du Mont-Chenoua (Lat. =  $36.66^\circ$  ; Long. =  $2.48^\circ$  ; profondeur = 10km) par le CRAAG (Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique).

D'après la figure 5 ci-dessous, nous remarquons aussi l'existence de plusieurs failles actives autour de la région de Tipaza telles que la faille du Sahel, faille de la Mitidja, de Thénia, de Chlef ainsi que les failles de Zemmouri et Khair Eddine. Les mouvements sismiques causés par ces derniers peuvent être enregistrés dans la région de Tipaza mais avec des intensités différentes.

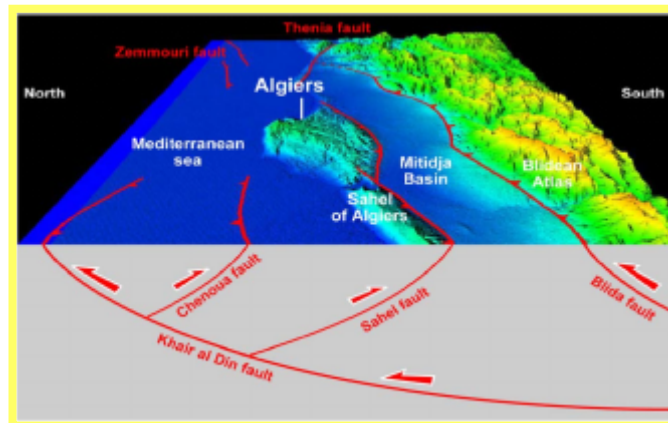


Figure 5. Failles actives autour de la zone d'étude [9].

### 3.2. Calcul de l'IV et classification

Après une campagne de collecte des données sur les ponts de la région, l'ensemble de l'information a été introduite dans le VIPB. Les résultats obtenus sont résumés dans la figure 6.

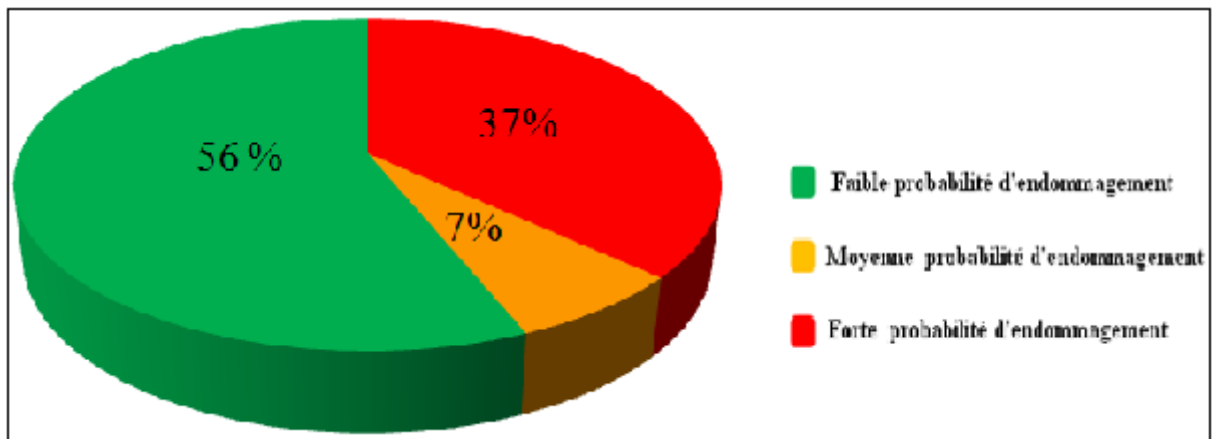


Figure 6. Résultats d'estimation de la vulnérabilité des ponts de la wilaya de Tipaza par la méthode de l'indice de vulnérabilité.

Cette dernière montre que plus de 50 % des ponts auront un bon comportement vis-à-vis de l'action sismique, par contre 37 % devront être remplacés. Le reste devra faire l'objet d'une expertise approfondie pour déterminer s'il

y a lieu de les remplacer ou de les renforcer et selon quelle technique. Cette méthode permet donc de cibler l'intervention d'urgence.

### 3.3. Utilisation du SIG

Les données ont été mise en œuvre dans un système d'information géographique pour la visualisation de la cartographie de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art de la zone étudiée (voir figure 7).

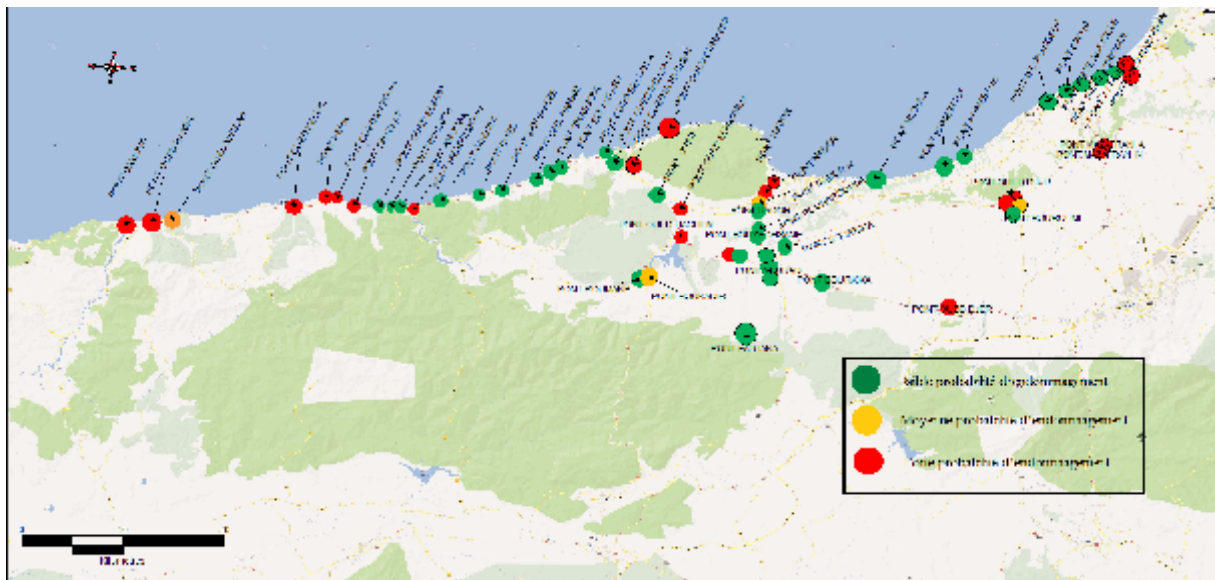


Figure 7. Carte de vulnérabilité pour les ponts de la wilaya de Tipaza.

## 4. CONCLUSION

La méthode de l'indice de vulnérabilité regroupe des paramètres de nature qualitative et quantitative, elle permet l'estimation de la vulnérabilité sismique des ponts. A travers cette étude, il a été possible d'estimer le niveau de vulnérabilité sismique des ponts de la wilaya de Tipaza. Cette évaluation permettra le ciblage de l'intervention afin de prendre des mesures efficaces pour la réduction du risque sismique.

Cette méthode permet d'évaluer rapidement la vulnérabilité des ponts routiers sans calculs complexes.

Le SIG a permis l'édition des documents graphiques décrivant de façon concrète la vulnérabilité sismique d'une zone, facilitant ainsi la prise de conscience des décideurs et des responsables politiques et économiques.

## Bibliographie

- [1] SETRA, 1996, Image de la Qualité des Ouvrages d'Art (IQOA), Classification des ouvrages.
- [2] Michael D. Keever, 2008, Caltrans evolving seismic design practice, Caltrans, California Department of Transportation.
- [3] Marie-José, N., Amar, K. and Denis, L., 2007, Microzonage et vulnérabilité sismique des ponts de la Ville de Québec, École de technologie supérieure, Université Laval.
- [4] Davi, D., Schmitt, P., 2003, SISMOA, Une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes», Ouvrages d'art, Bulletin n°43, SETRA.
- [5] Kubo, K., Katayama, T., 1977, A simple method for evaluating seismic safety of existing bridge structures, Proc. of the 6<sup>th</sup> World Conf. on Earthq. Engrg., India, Sarita Prakashan.

- [6] Mander, J., 1999, Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges, University at Buffalo, State University of New York.
- [7] Kim, S. H., 1993, A GIS based regional risk analysis approach for bridges against natural hazards, Civil engineering department, State University of New York at Buffalo.
- [8] Bensaïbi M., Djemai M.C., Décembre 2011, Estimation de l'indice de vulnérabilité pour les ponts, Algérie Equipement, n° 50, Algérie.
- [9] OYO INTERNATIONAL CORP., Nippon Koei CO, LTD, August 2005, Study of seismic microzonning of the wilaya of Algiers», Progress report.

## DEVELOPED EARTHQUAKE DAMAGE DETECTION METHODS IN BRIDGE STRUCTURES

ZELLAT<sup>1</sup>, KADRI<sup>2</sup>

<sup>1</sup> MCPL, IBN BADIS UNIVERSITY, PB 188, 27000 MOSTAGANEM (ALGERIA), kouky88@hotmail.fr

<sup>2</sup> MCPL, IBN BADIS UNIVERSITY, PB 188, 27000 MOSTAGANEM (ALGERIA), kadriusaccp@gmail.com

Theme N°6

### ABSTRACT

*The extent of the damage caused by major destructive earthquakes needs to be assessed rapidly in order to reduce its effects by setting the corresponding agencies in motion. Several methods have been proposed basically conducted by means of visual inspection by bridge experts, but generally it takes so long time to collect whole damage information in the affected area. Therefore, the authors are developing new damage evaluation systems which can detect the damage level of structures more correctly and quickly just after the earthquake. This paper tends to provide an overview about recent research concerning earthquake damage detection methods, trends and outstanding issues in quickness and efficiency of damage detection, information sharing and practical implementation of such systems with emphasis on intelligent sensor that captures changes in the natural period of a bridge column and estimates the maximum response ductility based on those changes and which is practically used in Japan as a seismic damage information system. At last and not at least a demonstration through a series of shaking table tests is given.*

**Key –words:** Earthquake damage, bridge structure, damage detection methods, intelligent sensors, shaking table tests.

### 1. INTRODUCTION

Bridges have historically presented significant vulnerabilities during major seismic events, they present fundamental infrastructure to evacuate the affected people and to transport the emergency equipment and materials when a major earthquake occurs. For this reason, it is essential to evaluate the structural safety and operability of such structures immediately after the big event. Thus, quick detection of severe damage that affects the structural safety is necessary to be done as soon as possible.

Damage usually results from a complex and interacting set of contributing variables. The details of damage often are obscured by the damage itself, so that some speculation is required in reconstructing the event. In many cases, the cause of damage can be understood only after detailed analysis, and, even then, the actual causes and effects may be elusive [1]. Currently, detection and evaluation of the degree of damage and structural safety of bridge structures is done by visual inspection of experts; however, there are various problems on this procedure, such as: the lack of uniform standards for quantitative evaluation of the degree of damage, the difficulty of visual inspection for underground or underwater structures, and the time-consuming process for gathering and analyzing the information with a limited number of personnel. Therefore, there is a strong need to develop a method for accurate and speedy determination of the degree of damage without experts' inspection [2].

In that respect many authors have been conducting research projects to develop damage detection methods, such as Seismographs, CCTV cameras, Damage Detection Sensor, High-Resolution Optical Satellite Imagery and Remote Sensing Technology. Recent studies performed by research teams in the U.S., Japan and Europe have demonstrated that building damage sustained in urban environments can be readily identified through the analysis of optical (Matsuoka and Yamazaki, 1998; Chiroiu et al., 2002; Huyck et al., 2002; Mitomi et al., 2002; Yusuf et al., 2002; Shinozuka et al., 2000; Saito and Spence, 2004) and synthetic aperture radar (SAR) (Aoki et al., 1998, Huyck et al., 2002; Yusuf et al., 2002) imagery. recently (see Sohn et al. 2003 for a comprehensive review of current literature). Other methods include those based on the updating of finite-element FE models (e.g., P apadimitriou et al. 1997; Lopez-Diaz et al. 2000), neural networks (e.g., Nakamura et al. 1998; Masri et al. 2000), genetic algorithms, (e.g., Ruatolo and Sumce 1998), wavelets (e.g., Hou et al. 2000; Kim and Melhem

2003), and mode shapes or mode shape derivatives (e.g., Doebling and Fariu 1997; Maeck and De Roeck 1999; Stubbs et al. 1999) [3].

This paper aims at identifying recent methods used to detect bridges damages due to several earthquakes and showing their quickness and efficiency, with emphasis on intelligent sensor which is practically used in Japan as a seismic damage information system and many other countries. At last and not at least a demonstration through a series of shaking table tests is given.

## 2. BRIDGE EARTHQUAKE DAMAGES

In past earthquakes, the nature and extent of damage that each bridge suffered have varied with the characteristics of the ground motion at the particular site and the construction details of the particular bridge. No two earthquakes or bridge sites are identical. By being aware of typical vulnerabilities that bridges have experienced, it is possible to gain insight into structural behavior and to identify potential weaknesses in existing and new bridges. Historically, observed damage has provided the impetus for many improvements in earthquake engineering codes and practice. An effort is made to distinguish damage according to two classes, as follows:

- Primary damage: Damage caused by earthquake ground shaking or deformation that was the primary cause of damage to the bridge, and that may have triggered other damage or collapse.
- Secondary damage: Damage caused by earthquake ground shaking or deformation that was the result of structural failures elsewhere in the bridge, and was caused by redistribution of internal actions for which the structure was not designed.

Depending on the ground motion, site conditions, overall configuration, and specific details of the bridge, the damage induced in a particular bridge can take many forms. Despite these complexities, the record is clear. Damage within the superstructure is rarely the primary cause of collapse.

Though exceptions abound, most of the severe damage to bridges has taken one of the following forms:

- Unseating of superstructure
- at in-span hinges or simple supports attributable to inadequate seat lengths or restraint. The presence of a skewed or curved configuration further exacerbates the vulnerability. For simply supported bridges, these failures are most likely when ground failure induces relative motion between the spans and their supports.
- Column failure attributable to inadequate ductility (toughness). In reinforced-concrete columns, the inadequate ductility usually stems from inadequate confinement reinforcement. In steel columns, the inadequate ductility usually stems from local buckling, which progresses to collapse.
- Damage to shear keys at abutments. Because of their geometry, it is nearly impossible to make these stiff elements ductile.
- Unique failures in complex structures. In the Cypress Street Viaduct, the unique vulnerability was the inadequately reinforced pedestal above the first level. In outrigger column bents, the vulnerability may be in the cross-beam or the beam-column joint.



**Figure 1.** Bridge Collapse october 17, 1989 in Emeryville, California, United States

## 3. RECENT METHODS FOR BRIDGE DAMAGE DETECTION

After an earthquake, information about earthquake damage can be gathered accurately and precisely over time. Various tools for damage detection should be prepared, and after the quake appropriate tools should be chosen or combined to gather information about damage. This is the concept of “Integrated Damage Detection”, which consists of damage detection tools and disaster information sharing system

### 3.1. Earthquake Damage Detection Using High-resolution Satellite Images

Recent advancements in remote sensing and its application technologies made it possible to use remotely sensed imagery for assessing vulnerability of urban areas and for capturing damage distribution due to natural disasters [4]. Especially it is important for emergency management and recovery works to capture damage distribution immediately after an earthquake or other disasters.

IKONOS, the first commercial high-resolution satellite with maximum spatial resolution of 1.0m, launched successfully in September, 1999. QuickBird (QB), another high-resolution commercial satellite with the maximum spatial resolution of 0.6 m, launched in October, 2001. The first such image pairs (both pre-event and post-event) were taken for the 21 May, 2003 Algeria earthquake and the QB image pair were used in building damage detection (Yamazaki et al. 2004).

These kinds of aerial images can identify the damage status of individual buildings but they cannot cover a large area with one acquisition time. On the other hand, satellite images have an advantage to observe a large area at one time. However, the spatial resolution of conventional satellite images, e.g. Landsat, SPOT, ERS/SAR, is from 20m to 30m. Hence, it is difficult to identify the damage of individual buildings and bridges from these images.

#### 3.1.1. Quickbird and ikonos images of the 2003 bam, Iran earthquake

A strong earthquake of moment magnitude ( $M_w$ ) 6.5 struck the southeastern part of Iran on 26 December, 2003 (Eshghi & Zare, 2003). The epicenter is located at  $29.004^\circ\text{N}$ ,  $58.337^\circ\text{E}$  (USGS 2003), near the city of Bam in Kerman Province. After the occurrence of the Bam earthquake, high-resolution commercial satellites observed the hard-hit areas, IKONOS on 27 December, 2003 and QB on 3 January, 2004 (Earthquake Engineering Research Institute 2004). The image of Bam area was also captured by QB on 30 September, 2003, about three months before the earthquake. The set of QB images are considered to be the second case acquired by civilian high-resolution satellites both before and after a severe earthquake disaster. The first case is the 21 May, 2003 Boumerdes, Algeria earthquake, and in this case, the images of Boumerdes City were taken about one year before, two days after and 28 days after the event, and those of Zemmouri City were obtained eight days before, two days after and 23 days after the event (Yamazaki et al. 2004).

Using the pre-event QB image, the location of individual buildings was registered on GIS and city blocks surrounded by major roads were assigned. Then visual inspection of building damage was conducted based on the classification in the European Macroseismic Scale (European Seismological Commission 1998), shown in Figure 2.

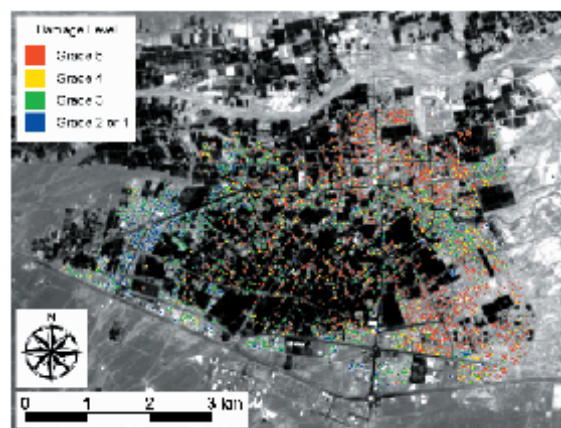


Figure 2. Result of visual damage interpretation using QB images acquired on 30 September



Using high-resolution satellite images of Bam City acquired by QuickBird (QB) before and after the 26 December, 2004 Bam, Iran earthquake, visual interpretation of building damage was carried out. Comparing the pre-event and post-event pan-sharpened QB images, buildings surrounded by debris (Grade 3), partially collapsed buildings (Grade 4), and totally collapsed buildings (Grade 5) were identified based on the European Macroseismic Scale (EMS-98). However some amount of omission error was observed due to the limitation of near-vertical images with 0.6m resolution. Post-event IKONOS and QB images were employed in an automated damage detection method, which uses the edge characteristics calculated from post-event gray scale images. Since the post-event QB image shows a bit unnatural color tone comparing with that of the IKONOS image, the color modification was applied to the post-event QB image before the automated damage detection. The resultant damaged areas from the IKONOS and QB images agreed reasonably well with the visual inspection results and the field survey data. The automated damage detection method was also applied to the prevent QB image, and the commission errors were found to be limited. Based on these studies, the accuracy and usefulness of the high-resolution optical satellite images in building damage detection was demonstrated. A further validation of the proposed method is required for various images from different disasters.

### 3.2. Damage Evaluation System based on Natural Period Change Using Intelligent Sensors

#### 3.2.1. The method description

A new damage evaluation system using advanced sensors are developed (figure.3), It can detect the damage level of structures more correctly and quickly just after the earthquake. The system contains an intelligent sensor unit that includes an accelerometer and a microcomputer, a relay box (if necessary), and a personal computer that indicates results. The key features of the system are:

- Ability for real-time damage detection
- Low cost for sensors and installation
- Easy handling of sensor units
- Emergency battery in case of electrical power failure due to earthquake

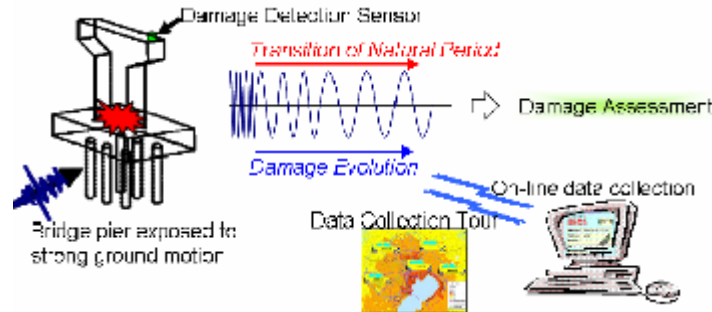


Figure 3. Damage Evaluation based on Natural Period Change

When a pier is damaged by the earthquake, the natural period will be longer and vibrate slowly. Advanced sensors can detect the damage of structures by monitoring natural period change. The relation between the ductility factor and elongation of the natural period is simply obtained and the effectiveness was demonstrated through the shaking table tests for a reinforced concrete column by PWRI.

To measure the displacement or strain properly, the sensors have to be placed at the most possible damage sections such as the bottom of columns. But the bottom of bridge columns is generally under the ground or water. It is generally hard to put the sensors at the appropriate sections. The authors are proposing a damage evaluation method using acceleration sensors which can be easily put on the existing bridges columns. Assuming that the bridge system is supported by a reinforced concrete (RC) column as a single degree of freedom system, and assuming that the column has an elasto-plastic force-displacement relation, the natural period of the system is calculated by the Eqs. (1) and (2) as below

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (1)$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_0}} \quad (2)$$

Where,

T0: Natural period of elastic system without damage

T: Natural period of system after earthquake with certain damage

m: Mass

K0: Elastic stiffness of system without damage

K: Equivalent Stiffness of system with some damage

The relationship between the change of natural period and ductility factor is simply obtained as follows:

$$\frac{T}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K}} \quad (3)$$

$$K_0 = \frac{P_y}{\delta_y} \cdot K = \frac{P_y}{\delta} \quad (4)$$

$$\frac{T}{T_0} = \sqrt{\frac{\delta}{\delta_y}} = \sqrt{\mu} \quad (5)$$

Where,

Py: Yield strength

∂y: Yield displacement

∂: Maximum displacement response by earthquake

μ: Ductility factor

In the above equation, the equivalent stiffness after earthquake is assumed to be obtained by maximum displacement response and this assumption is generally acceptable for RC structures. As shown in Eqs. (5), the change of natural period from the initial period without damage is equal to the square root of ductility factor. This means that the damage (ductility ratio) of columns can be evaluated by the data set from the acceleration sensors on the top of the columns.

### 3.2.2. Shaking table tests for the method validation

To verify the proposed damage evaluation method, the shaking table tests were carried out at PWRI. Figure 4 shows the RC column specimen with rectangular section of 45cm x 80cm. The geometric scale is assumed as about 1/4 of the real one. The reinforcement ratio is designed based on the typical highway bridge columns in the urban area of Japan. Steel weight was fixed at the top of the RC column as an auxiliary mass to apply the axial force and horizontal inertia force. Computed yield displacement and ultimate displacement at the centroid point of the weight were 18.9mm and 62.3mm, respectively.

The shaking table was excited in the direction of column weak axis and the north-south component of the records observed at JR Takatori Station in 1995 Kobe earthquake was used as an input earthquake ground motion to the shaking table. Since the geometric scale of the column model is about 1/4 of real one, so the time axis of the input acceleration was compressed to 50%.



The amplitude of the input ground motion was increased stepwise from 15% to 80%. Three axis accelerometers were put on the shake table, the footing of the column specimen and the centroid of the weight at the top of the column. The displacement response was also measured by contactless laser displacement sensor. Strain gauges were put on the re-bars around the bottom of column. Photo 1 shows the test set up.

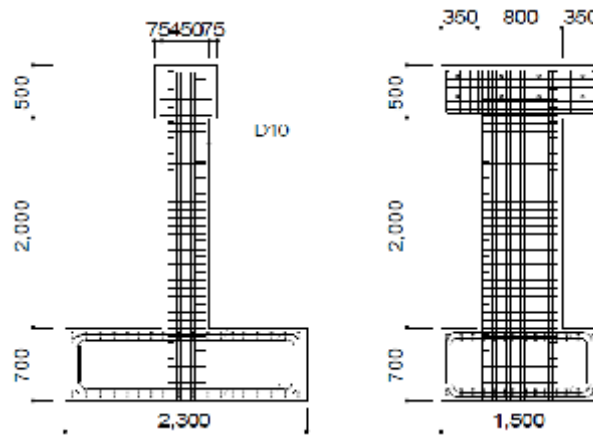


Figure 4. RC column specimen for shaking table test

### 3.2.3. Test results

Figure 5 shows the time history data when the column was subjected to the 50% amplitude of JR Takatori record. Time histories of acceleration of the shaking table, response acceleration at the centroid of the weight and response strain of re-bar at the bottom of the column were shown in the figure which shows that the response exceeding the yield point of the column was developed after around 10 seconds of the input motion.

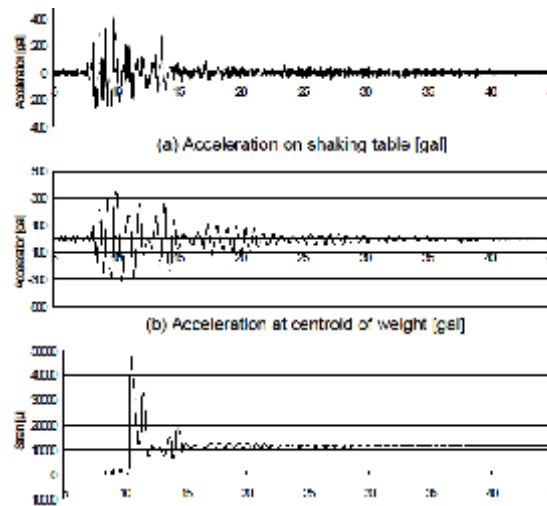


Figure 5. Time history of accelerations and strain (50% amplitude of Takatori record)

As shown in Figure 3, maximum strain of re-bar at the bottom of column exceeded far beyond the yield point and maximum displacement of the weight also reached to the computed ultimate displacement. After the shaking, the cracks were recognized at the bottom of column by visual observation but no peeling off of the cover concrete was found. Afterward, 60% amplitude and 80% amplitude of the JR Takatori record were applied for input excitation but no significant damage progress was found. The cover concrete was peeled-off when the second excitation of 80% amplitude of JR Takatori record was input.

#### **3.2.4. Development of intelligent sensor**

In the above, the damage evaluation method using the natural period change was proposed, and the effectiveness was demonstrated through the shaking table test of an RC column. Based on these results, the authors are developing the following advanced intelligent sensor system which can be easily put on the existing bridges columns. Ductility factor calculated from measured displacement Ductility factor calculated from measured period

1. MEMS (Micro Electro Mechanical System) sensor to be applied as an accelerometer. MEMS sensor is mass-produced at low cost recently.
2. The computer program in order to evaluate the damage and estimate the functionality of the bridge structures are being developed and installed in the microcomputer system.
3. Information transmission function is being installed using wireless LAN or ditto technology for notifying the evaluation results and accumulation of evaluation data.
4. Semi permanent power source system which consists of electric generating unit and storage unit is to be installed. The most promising system is the use of solar, wind and vibration generator units and double layer capacitor storage units.

Applying these developed systems, the evaluation of the damage and the judgment of functionality of the bridge structures can be made more reliably and quickly.

#### **4. CONCLUSION**

Various types of damage can occur in bridges during earthquakes, damage to a bridge can have severe consequences for a local economy, because bridges provide vital links in the transportation system of a region. In general, the likelihood of damage increases if the ground motion is particularly intense, the soils are soft, the bridge was constructed before modern codes were implemented, or the bridge configuration is irregular. Even a well-designed bridge can suffer damage if nonstructural modifications and structural deterioration have increased the vulnerability of the bridge.

To develop a quick detection system of seismic damage for bridge structures, many method estimating seismic damage of reinforced concrete bridge columns are proposed, below are the conclusions determined from the study:

- The natural period of reinforced concrete columns elongates due to seismic damage. The natural period has the trend that the maximum value of the natural period occurs at around the maximum response displacement.
- Estimated ductility of the columns that fail in flexure at the bottom of the columns provides a good agreement with the actual ductility.
- The proposed method also provides good estimation of shear damage of reinforced concrete bridge columns.

In this paper the outline of various damage detection tools which are the elements of the concept of “Integrated Damage Detection”, were introduced. The concept is immature and at a starting point. It is necessary to investigate applicability and combination of damage detection tools to realize practical application.

### **Bibliography**

- [1] Moehle, J.P., Eberhard, M.O. (2000), Earthquake Damage to Bridges, Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press
- [2] J. Sakai, H. Kobayashi and S. Unjoh. (2005), Quick earthquake damage detection method for bridge structures
- [3] Janise.E, Rodgers.M and Mehmet elebi. (2006), Seismic Response and Damage Detection Analyses of an Instrument Steel Moment-Frame Bduilding, (ASCE) 0733-9,145
- [4] F. Yamazaki, (2001) "Applications of remote sensing and GIS for damage assessment," Proceedings of the 8th International Conference on Structural Safety and Reliability, CD-ROM,12p.

## SURVEILLANCE DES OUVRAGES PAR LES APPAREILS CORROSIMETRE ET LE CONDUCTIVIMETRE POUR REHABILITER EN SONE SISMIQUE

**F.Dif<sup>1</sup>, M.Mouli<sup>1</sup>, K.Bendani<sup>2</sup>, A.Mahi<sup>3</sup>, S. Benosman<sup>4</sup> et M.Hamadache<sup>1</sup>**

*1 Département de Génie Civil, Ecole National Supérieur de l'Enseignement Technique Oran*

*dif.fodil@yahoo.fr*

*2 Département de Génie Civil, Université Abdel Hamid Ibn Badisde Mostaganem*

*3 Département de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran –U.S.T.O.*

*4 Faculté des Sciences, Laboratoire de chimie des polymères, Université d'Oran, Es-sénia.*

### Thème N°x : 06

#### Résumé

*L'objectif de ce travail est de surveiller des échantillons préparé au laboratoire en béton armé avec l'appareil de corrosimètre et le conductivimètre pour mesurer le potentiel selon la norme ASTM876 C-91 et la conductivité thermique selon la norme ISO8302 pour rehabliler les ouvrages dans une sone sismique.. Nous avons préparé des échantillons avec un ajout naturel (pouzzolane naturelle). Pour cela, nous avons effectué plusieurs expériences portant essentiellement sur l'influence de la quantité d'ajout. L'analyse des résultats obtenus montre que l'ajout de la pouzzolane en quantité optimale (jusqu'à 20%) présente les avantages essentiels :*

- *Protège les armatures en acier à la corrosion.*
- *Augmente la résistance aux attaques des sulfates.*
- *Et une diminution de la conductivité thermique, pour cela la pouzzolane est un matériau isolant thermique.*

**Mots clés:** *Activité pouzzolanique, béton, corrosion, conductivité thermique ,rehabilitation..*

## 1. INTRODUCTION

*La surveillance des ouvrages par les appareils :Le corrosimètre et la conductivimètre avec une utilisation des additions minérales, comme substitution au ciment, aussi bien sur les chantiers que dans les bétons prêts à l'emploi, est une pratique inconnue par les constructeurs de notre pays. C'est pourquoi, il nous a paru important d'étudier et d'évaluer l'influence de ces additions avec la surveillance pour mesurer le taux de corrosion et la conductivité thermique, sur les propriétés du béton durci. L'addition minérale utilisée est la pouzzolane naturelle qui se trouve en quantités considérables dans l'ouest algérien (Béni-Saf) et qu'il faut nécessairement la valoriser. Pour cela nous avons confectionné trois types de béton à base de pouzzolane (10%, 20% et 30 %), dont nous avons mesuré la corrosion (potentiel)[1],[2] et la conductivité thermique [3],[4] à différentes échéances et un béton témoin sans pouzzolane servant de référence.*

## 2. MATERIAUX UTILISÉS

### 2.1. Le ciment

*Le ciment utilisé dans tous les essais est un ciment CPA-CEM I 42,5N provenant de la cimenterie de Zahana, livré dans un sac de 50 kg, avec une fiche technique N°FR-0026LAB Version2 selon la Norme algérienne NA442.Lesrésistances minimales garanties à 02 jours **08MPa** et à 28jours **40,0MPa**. Les compositions chimiques du ciment et minéralogiques du clinker sont données dans les tableaux 1et 2.*

**Tableau 1.** *Composition chimique élémentaire du ciment CPA-CEM I 42,5N*

| CaO | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | SO <sub>3</sub> | K <sub>2</sub> O | Na <sub>2</sub> O | MgO | CaO libre |
|-----|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------|------------------|-------------------|-----|-----------|
| 65  | 20,71            | 4                              | 7                              | 2,72            | 0,41             | 0,13              | 1   | 1,20      |

**Tableau 2.** Composition minéralogique du clinker

| C <sub>3</sub> S | C <sub>2</sub> S | C <sub>3</sub> A | C <sub>4</sub> AF |
|------------------|------------------|------------------|-------------------|
| 51,15            | 25,69            | 2,84             | 14,32             |

La surface spécifique de Blaine du ciment est :  $S_{SB} = 3308 \text{ cm}^2/\text{g}$ .

La masse volumique absolue du ciment anhydre est :  $\rho = 3,16 \text{ g/cm}^3$ .

### 2.2. La pouzzolane naturelle

La pouzzolane naturelle utilisée dans tous les essais est sous forme d'une poudre, résultante de concassage des scories pouzzolaniques, étuvées pendant 24 heures à une température de 50°C afin d'éliminer leur humidité, ensuite broyées jusqu'à ce que la poudre résultante puisse passer à travers un tamis de mailles 80 µm[5][6].

La composition chimique de la pouzzolane naturelle après le broyage est montrée dans le tableau 3.

**Tableau 3.** Composition chimique élémentaire de la pouzzolane naturelle de Beni-Saf.

| CaO   | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | SO <sub>3</sub> | K <sub>2</sub> O | Na <sub>2</sub> O | MgO  | Cl   | CaCO <sub>3</sub> |
|-------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------|------------------|-------------------|------|------|-------------------|
| 12,36 | 42,95            | 16,32                          | 9,49                           | 0,01            | 1,39             | 3,00              | 4,20 | 0,00 | 10,75             |

La surface spécifique de Blaine de la pouzzolane naturelle est:  $SSB = 4330 \text{ cm}^2/\text{g}$

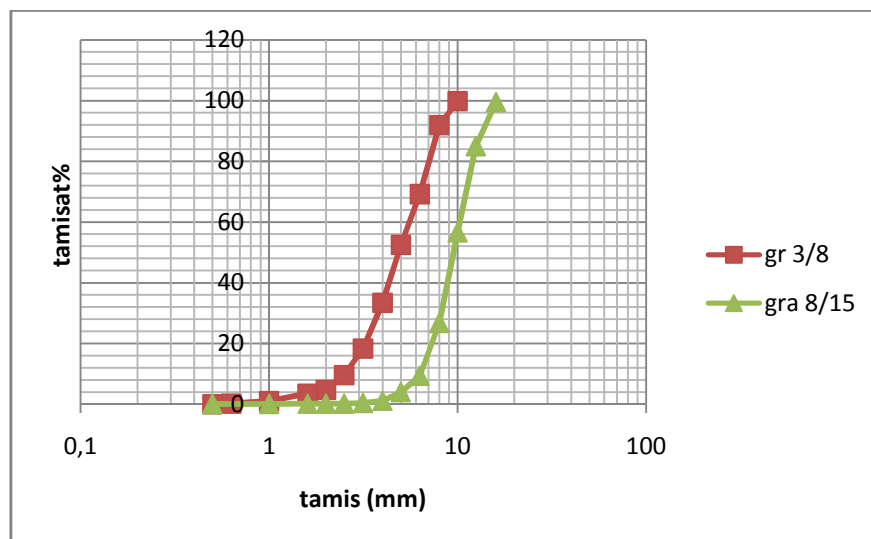
La masse volumique absolue de la pouzzolane naturelle est □:  $\rho = 2,45 \text{ g/cm}^3$

### 2.3. Le sable

C'est le sable de mer de Terga corrigés, 40 % Sable de Mer avec 60 % Sable de Carrière. Le sable est initialement préparé pour être classé suivant les normes françaises NF P 15-403, sa courbe granulométrique satisfait au fuseau de référence souhaitée. Ce sable est un squelette granulaire qui a le plus d'impact sur les qualités du béton et du mortier [10]. Il joue un rôle primordial en réduisant les variations volumiques, les chaleurs dégagées et le prix de revient des bétons. Il doit être propre, ne pas contenir d'éléments nocifs.

### 2.4. Le gravier

Les graviers utilisés sont de nature silico-calcaire concassés provenant de la carrière de Kristel la courbe granulométrique des graviers utilisés dans la figure 2 .



**Figure2.** Courbes granulométriques des graviers

## 2.5. L'eau de gâchage

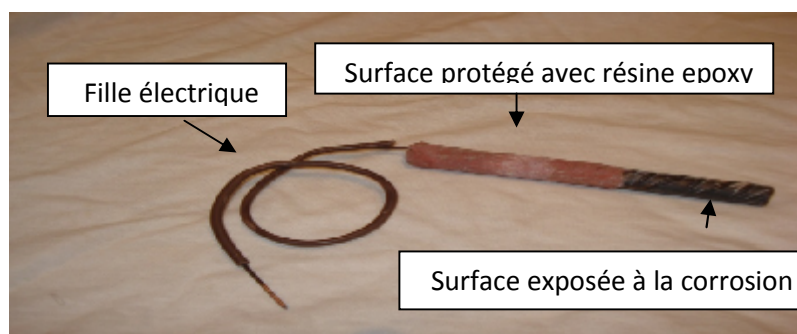
L'eau de gâchage utilisée pour la préparation des bétons est l'eau potable du robinet, sa composition chimique est illustrée [8] dans le tableau 5.

**Tableau 5.** Analyse chimique de l'eau de gâchage.

| Composé             | Symbole           | Teneur (mg /l) |
|---------------------|-------------------|----------------|
| Chlorures           | Cl                | 127            |
| Sulfates            | SO <sub>4</sub>   | 190,23         |
| Magnésium           | Mg                | 54             |
| Calcium             | Ca                | 86             |
| Dioxyde de carbone  | CO <sub>2</sub>   | 2,43           |
| Bicarbonates        | CO <sub>3</sub> H | 138            |
| Matières organiques |                   | 0,12           |
| pH=7,50             |                   |                |

## 2.6. Acier

Les armatures utilisées dans l'essai sont des barres d'acier à haute adhérence de 10 mm de diamètre 10mm et de longueur de 100mm (Figure 3), chaque barre avec deux parties ; une partie protégée avec une résine de la longueur de 60 mm et l'autre partie exposée à la corrosion après en mettant dans le béton.



## 3.1. Préparation des bétons et méthodes d'essais

### 3.1.1. Préparation des bétons

On a préparé le béton avec les procédures de malaxage suivant :

- On place les agrégats (gros et fins) dans le malaxeur et on malaxe pendant une minute.
- On ajoute la moitié de la quantité d'eau, avec malaxeur en marche.
- On ajoute le ciment et l'eau restante.
- On continue le malaxage pendant deux minutes de façon à homogénéiser le béton
- A la fin un léger malaxage est fait manuellement.

Les différentes éprouvettes de bétons préparées, sont conservées en salle humide (20°C) pendant 24 heures.

Après démoulage, les éprouvettes de béton obtenues sont conservées dans l'eau du robinet pendant 28 jours.

### 3.1.2. Méthodes d'essais

Afin d'évaluer les propriétés thermiques et la corrosion dans les barres intégrées dans chaque béton et mettre en relief l'influence de la substitution du ciment par la pouzzolane naturelle de Béni-Saf.

La mesure de potentiel de corrosion ou de potentiel d'électrode est une des techniques les plus usitées dans le domaine du contrôle non destructif en génie civil.

Cette méthode est utilisée dans le but de déterminer l'état de corrosion des aciers dans le béton. Des recommandations ont été publiées par l'ASTM (C876-91) [4] et RILEM TC154-EMC [5].

Pour mesurer la conductivité thermique des bétons nous avons utilisé un appareil type "Isomet 2104" (figure 4). C'est un instrument de mesure portable pour la mesure directe du coefficient de conductivité

thermique, capacité volumétrique spécifique et la température en utilisant l'échange de seringues et sondes de surface, selon la norme ISO8302 [13].



Figure 4. Conductivimètre au laboratoire LABMAT

### 3.3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

#### 3.3.1. Conductivité thermique

La figure 5 illustre la variation de la conductivité thermique des bétons pouzzolaniques et du mortier témoin en fonction du temps. Nous remarquons que lorsque la teneur en pouzzolane augmente la conductivité thermique diminue. Par exemple la conductivité thermique du béton à 30% de pouzzolane est égale à 1,63w/mK par contre celle du béton témoin est égale 1,67w/mK à l'âge de 170 jours, donc les bétons pouzzolaniques peuvent être comme matériau isolant thermique [6, 7].

Nous constatons trois phases de la conductivité thermique :

- Entre l'âge 7 jours et 14 jours il y a une évolution rapide de la conductivité thermique pour tous les mortiers B0, B10, B20 et B30.
- Entre l'âge 14 jours et 90 jours on remarque une diminution rapide de la conductivité thermique de tous les bétons.
- Entre l'âge 90 jours et 170 jours la conductivité thermique presque constant.

B0 : Béton sans ajout pouzzolanique.

B10 : Béton avec 10% de pouzzolane.

B20 : Béton avec 20% de pouzzolane.

B30 : Béton avec 30% de pouzzolane.

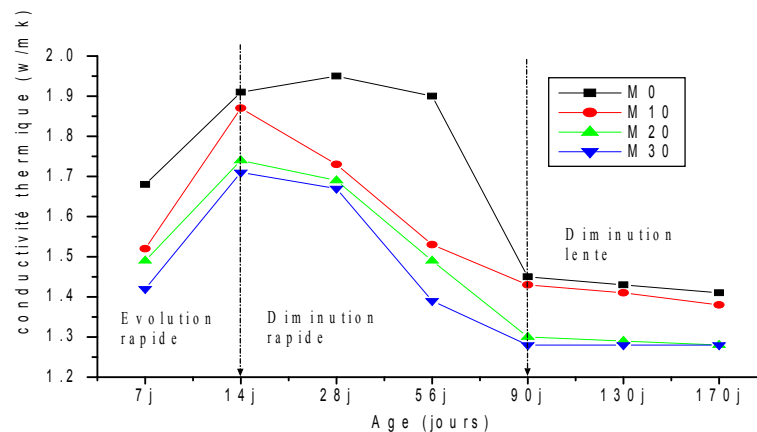


Figure 5. Variation de la conductivité thermique en fonction du temps

#### 3.3.2. Corrosion

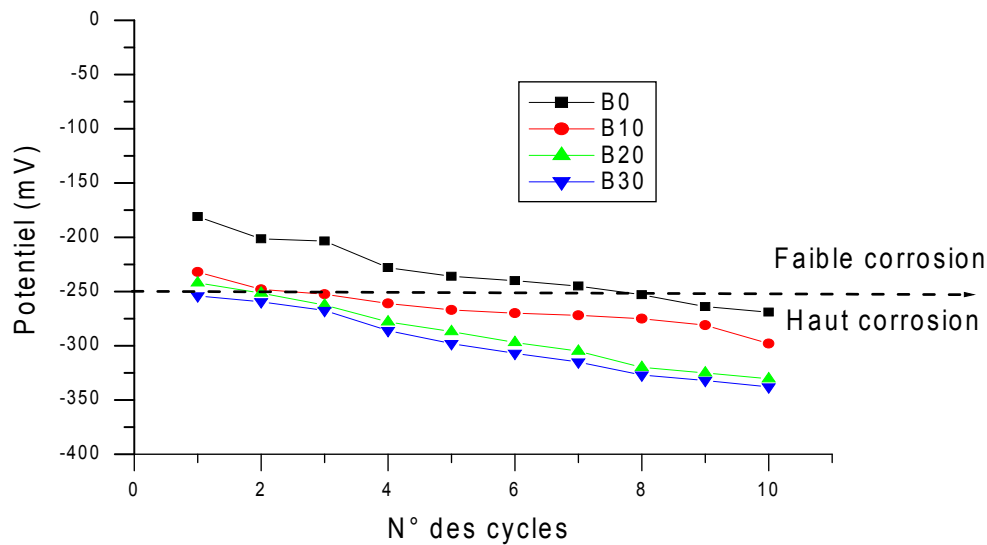
L'objectif des différents essais menés pour cette étude est de déterminer un essai de corrosion accélérée dont la densité de courant est proche de la corrosion naturelle « La potentialité » de l'émission à détecter de l'activité dans le béton due à la corrosion.

Les éprouvettes cylindriques des bétons de 70mm de diamètre et 100mm de la longueur immergée dans les milieux suivant:

À l'eau douce et la solution de 5%Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>+5%MgSO<sub>4</sub>, a été effectué selon la norme ASTM 876-91 [4].

### 3.3.2.1. Immersion à l'eau douce

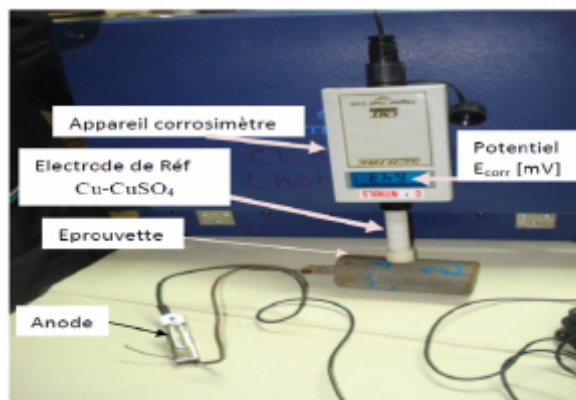
La figure 6 illustre le potentiel des éprouvettes des bétons confectionnées à base de différents teneurs pouzzolaniques en fonction du temps d'immersion dans l'eau douce.



**Figure 6.** Variation de potentiel en fonction de N° des cycles du béton contenant la pouzzolane naturelle immergé dans l'eau douce

On immerge tout d'abord partiellement les éprouvettes pendant de cycle séchage mouillage. La mesure est faite à chaque cycle qui est égale à 20 jours avec un appareil appelé corrosimètre, figure 7.

La façon la plus simple d'évaluer le degré de corrosion de l'acier est de mesurer son potentiel de corrosion. Cette technique est très connue et a fait l'objet d'un procédé dans l'American National Standards sous la référence ANSI/ASTM C876.



**Figure 7.** Corrosimètre de l'E.N.S.E.T d'Oran « LABMAT »

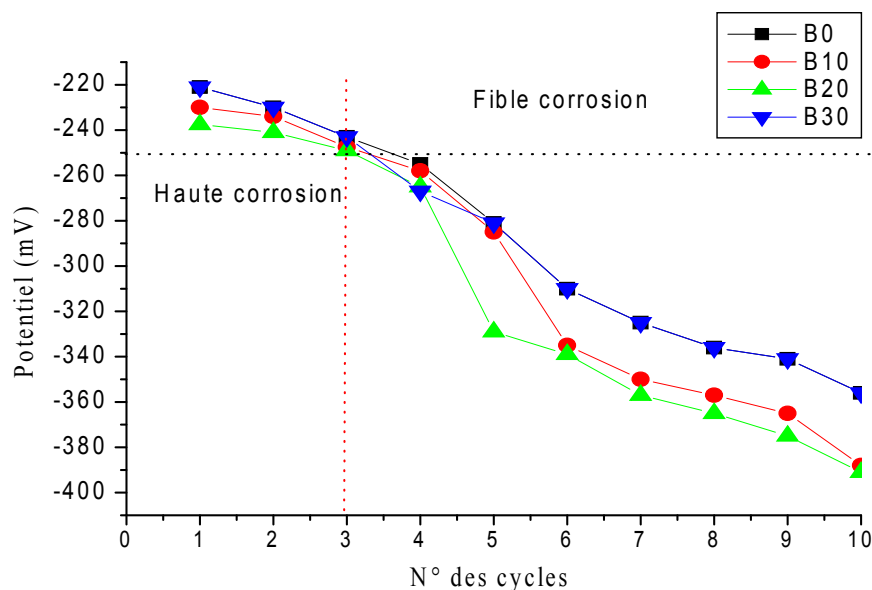
On mesure la différence de potentiel entre une demi-pile portable ordinaire, normalement constituée d'une électrode de référence placée à la surface du béton sur la zone exposée à la corrosion, et l'armature d'acier située en dessous, selon la méthode ASTM C876-91.

On constate qu'à partir de 8<sup>ème</sup> cycle la corrosion est augmentée à 60% pour tous les bétons.

### 3.3.2.2. Immersion dans la solution de mélange (5%Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> + 5%MgSO<sub>4</sub>)

La figure 8 montre la variation de potentiel en fonction de N° des cycles du béton contenant la pouzzolane naturelle immergé dans la solution de mélange (5%Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> + 5%MgSO<sub>4</sub>).





**Figure 8.** Variation de potentiel en fonction de N° des cycles du béton contenant la pouzzolane naturelle immergé dans la solution 5%Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>+5%MgSO<sub>4</sub>

On remarque qu'à partir de 3<sup>ème</sup> cycle la corrosion est augmentée à 55% pour les bétons pouzzolaniques.

#### 4. Conclusion

Le présent travail consiste à optimiser une composition d'un ciment en utilisant comme ajout minéral actif la pouzzolane de Beni-Saf (l'ouest Algérien) pour réhabiliter les ouvrages dans une zone sismique dans le but de revaloriser ce matériau local. Nous avons choisi d'étudier cet ajout naturel pour sa réactivité pouzzolanique et pour son coût très faible. Pour cela, nous avons effectué plusieurs expériences portant essentiellement sur l'influence de la quantité d'ajout, ainsi que sa finesse sur le comportement mécanique et thermique et durabilité des bétons (résistances mécaniques, conductivité thermique, le taux de corrosion). L'analyse des résultats obtenus montre que l'ajout de la pouzzolane en quantité optimale (jusqu'à 30%) présente deux avantages essentiels : une bonne résistance mécanique et une meilleure économie. On peut noter que l'emploi des pouzzolanes en cimenterie est doublement important, car il permet à la fois des économies d'énergie et d'obtenir des ciments de propriétés variées.

#### REFERENCES

- [1] Groupe de travail AFGC/ CEFRAFOR (centre français de l'anti-corrosion), Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion, Documents scientifiques et techniques, édité par AFGC (Association Française de Génie Civil), novembre 2003.
- [2] Henriksen C., Wiesen A., Le béton, un matériau sous surveillance, in Revue Technique Luxembourgeoise, édition l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs, Architectes et Industriels.
- [3] F. MEBIROUK, R. BENMERLAOUI, Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion, Colloque CMEDIMAT 2005, 06 et 07 Décembre 2005
- [4] ASTM C876-91 "Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete". American Society for Testing and Materials, (1991).
- [5] RILEM TC 154-EMC 2005 Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion « Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method » ; Recommandations ; Andrade et Alonso ; 30 mai 2005.
- [6] Jean-Christophe MINDEGUIA (10 Juillet 2009) « contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons » P44-5. Thèse de doctorat d'état en génie civil.
- [7] Bazant, Z. P., G. Cusatis, et Cedolin L. (2004). "Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory." *Journal of Engineering Mechanics* 130(6): 691-699. tel-00418218.

- [8] M.Mouli 2006 *thèse de doctorat USTO "Etude des propriétés physiques et mécaniques de la pouzzolane en vue de la fabrication des bétons légers et des bétons à haute performance"*.
- [9] ALI AICHOUBA A. 2005, '*Effet des pouzzolanes naturelles sur les propriétés d'un ciment à base de calcaire*', *Mémoire de magistère en génie civil, USTMB d'Oran, Algérie*.
- [10] Baroghel-Bouny V. 1994, '*Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons, Méthodes, analyses, interprétations*', *Laboratoire central des ponts et chaussées*, pp.468, 1994.
- [11] ASTM C 305-99, « *Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency*», 1999.
- [12] ASTM C1012-2004, « *Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution* », 2004.
- [13] User's Guide ISOMET Model 2104 Heat Transfer Analyzer.

## **9. Réhabilitation des structures et des ponts endommagés**

## RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

DJAMAL ALIOUANE, RABAH CHAID

UNITE DE RECHERCHE : MATERIAUX-PROCEDES ET ENVIRONNEMENT  
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR, UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES  
[DJAMELALIOUANE@YAHOO.FR](mailto:DJAMELALIOUANE@YAHOO.FR)

### Résumé :

Le but de notre travail, c'est d'étudier l'apport d'un matériau composite utilisé pour le renforcement des structures en béton déjà dégradées. A cet effet, on suivi une démarche simple et clair. En premier lieu, c'est la caractérisation de tous les matériaux utilisés. En deuxième lieu, des éprouvettes en béton ordinaires, sont confectionnées, conservées (une partie pour les laisser comme elles sont et le reste pour être renforcer par les matériaux composites). En troisième lieu, se sera l'étape de caractérisation des éprouvettes en béton par les essais d'écrasement et de faire une comparaison en les résultats trouvés sur les éprouvettes témoins et ceux qui sont renforcées.

**Mots –Clés :** béton, matériaux composites, renforcement.

### 1. Introduction :

Des constructions en béton, subissent des dégradations multiples qui sont causées soit par la corrosion des armatures, soit par la fissuration, ou par sollicitations accidentelles...etc. Pour cela elles nécessitent une réparation adéquate (combinaison entre résistance et coût), cette maintenance peut se faire par plusieurs méthodes [1]. Parfois des constructions sont saines, des changements d'affectation, des augmentations de charges d'exploitations ou des normes devenus plus sévères peuvent rendre leur renforcement ultérieur nécessaire [2]. Le renforcement par les méthodes classiques représente plusieurs inconvénients, à savoir la difficulté de réalisation, le coût élevé et une faible résistance chimique [3]. Par contre, avec l'introduction dans le domaine du génie civil des matériaux composites de type polymère renforcés de fibres (PRF), présente de nombreux avantages fonctionnels tels que : une légèreté, une mise en œuvre rapide et une liberté de formes [4-5].

### 2. Caractérisation des matériaux de renforcement et préparation des éprouvettes:

Les matériaux qui sont utilisés pour le renforcement des éprouvettes de béton sont : la résine époxy (STR) et le tissu de fibre de verre.

#### 2.1. La matrice :

La matrice du renfort du composite utilisé est une résine époxy (STR), commercialisée par Granitex. La résine est désignée par la lettre A et le durcisseur par la lettre B. Le mélange de deux parties de l'élément A et une partie de l'élément B a des caractéristiques qui sont regroupées dans le tableau N°I.

**Tableau I.** Caractéristiques techniques de la résine STR utilisée [7].

| Caractéristiques                         | Résultats                 | Unités       |
|--|---------------------------|--------------|
| La densité (ISO758)                      | 1,1 ± 0.05                | -            |
| La viscosité (NF T76-102)                | 11000                     | mPa S à 25°C |
| Durée pratique d'utilisation (NFP18 810) | 1 h15mn à 20°C et 65 % HR | Heures       |
| Temps de durcissement à 20 °C et 65%HR   |                           | Heures       |
| • Hors poise :                           | 6                         |              |
| • Dur :                                  | 16                        |              |
| Résistance à la compression (NA 427)     | > 70                      | Mpa          |
| Résistance à la flexion (NA 234)         | > 25                      | Mpa          |

|                     |     |            |
|---------------------|-----|------------|
| Adhérence sur béton | > 3 | <i>Mpa</i> |
|---------------------|-----|------------|

**2.2. Le renfort :**

Dans notre étude on a utilisé un tissu constitué de fibres de verre de Type E dont les caractéristiques sont citées ci-dessous :

Les caractéristiques mécaniques sont présentées dans le tableau N°II.

**Tableau II. Caractéristiques mécaniques des fibres de verre.**

|  |         |
|--|---------|
| Contrainte à la traction ( <i>MPa</i> )        | 217.76  |
| Module d'élasticité en traction ( <i>Mpa</i> ) | 12867.4 |
| Allongement à la rupture en traction (%)       | 2.91    |

Les fibres de verre utilisées ont la composition chimique présentée dans le tableau N°II.

**Tableau III. Composition chimique des fibres de verre utilisées.**

| Constituants  | (%)     |
|---|---------|
| Silice <span style="float: right;">SiO<sub>2</sub></span>                   | 53-54   |
| Alumine <span style="float: right;">Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></span>      | 14-15,5 |
| Chaux <span style="float: right;">CaO</span>                                | 20-24   |
| Magnésie <span style="float: right;">MgO</span>                             | 6,5-9   |
| Oxyde de bore <span style="float: right;">B<sub>2</sub>O<sub>3</sub></span> | 0-0,7   |
| Fluor <span style="float: right;">F</span>                                  | < 1     |
| Oxyde de fer <span style="float: right;">Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></span> | < 1     |
| Oxyde de titane <span style="float: right;">TiO<sub>2</sub></span>          | < 1     |
| Oxyde de sodium <span style="float: right;">Na<sub>2</sub>O</span>          | < 1     |
| Oxyde de potassium <span style="float: right;">K<sub>2</sub>O</span>        | < 1     |

**2.3. Préparation des éprouvettes :**

Les éprouvettes de béton sont confectionnées par un mélange de béton ordinaire, la formulation est faite par la méthode de Dreux Gorisse. 24 éprouvettes de formes cylindrique 16 x 32 cm sont élaborées, elles sont classées en trois groupes de 08 éprouvettes, le premier groupe 03 témoins + 05 renforcées avec un pli de fibre de verre, le deuxième groupe 03 témoins + 05 renforcées avec deux plis de fibres de verre, le troisième 03 témoins + 05 renforcées avec 03 plis de fibres de verre. Toutes les éprouvettes sont conservées dans les mêmes conditions et à une durée égale.

Le dosage des différents matériaux dans le mélange du béton sont les suivant : 375 Kg de ciment, 796Kg de Sable, 1017Kg de Gravier et 194 L d'eau.

**3. Application du composite sur les éprouvettes en béton:**

Le confinement des éprouvettes en béton par les matériaux composites, se fait suivant 04 étapes essentielles :

**3. 1.Traitement de la surface des éprouvettes :**

Pour une meilleure addition entre la surface de l'éprouvette et celle du composite, plusieurs exigences à respecter, à savoir

- ✓ Ne pas appliquer lorsque la température ambiante ou celle du support est inférieure à 10°C ou supérieure à 30°C.

- ✓ L'humidité relative de l'air est inférieure à 80%.

La préparation de la surface de l'éprouvette a pour objet d'éliminer toute trace superficielle, de graisse, de laitance et de toute partie hétérogène.

La surface des éprouvettes est nettoyée par polissage à l'aide d'une brosse métallique puis dépoussiérée à l'aide d'un chiffon [6].

### 3. 2. Découpage de tissu en fibre de verre :

Les dimensions du tissu dépendent des dimensions de l'éprouvette et du nombre de plis à appliquer sur le béton. Il est découpé soigneusement aux dimensions souhaitées (supérieures à celles des éprouvettes de quelques centimètres).

Une fois coupé, le tissu doit rester soit plat, soit enroulé. En aucun cas, il ne doit être plié afin de ne pas endommager les fibres.

### 3. 3. Préparation de la résine :

La préparation de la résine doit être faite correctement, conformément à la fiche technique du produit.

Les exigences à respecter pendant la préparation, sont les suivantes :

- ✓ Le produit mélangé a une durée de vie limitée, quelques minutes à 20°C.
  - ✓ Terminer tous les préparatifs avant la préparation du mélange et ne préparer que la quantité du mélange pouvant être utilisée durant ce temps.
  - ✓ Il est très important de bien remuer les deux éléments constituant du Médapoxy STR, afin d'obtenir un mélange homogène et de complètement vider les récipients afin de respecter le rapport du mélange.
  - ✓ Verser l'élément B (durcisseur) dans l'élément A (résine) en veillant à respecter le rapport de mélange 666g d'élément B pour 1kg d'élément A.
  - ✓ Ne pas mélanger manuellement.
  - ✓ Remuer pendant 3 à 5mn avec un agitateur électrique à faible vitesse de rotation.
  - ✓ Racler plusieurs fois les parois du récipient afin d'assurer une dispersion totale.
- ....[7].

### 3. 4. Application du composite :

Pour appliquer le composite sur les éprouvettes de béton, on suit plusieurs étapes :

- ✓ Appliquer une première couche de **MEDAOXY STR** à raison de 1Kg /m<sup>2</sup> environ résine sur la surface de l'éprouvette et la répartir à l'aide d'un rouleau.
- ✓ Positionner et plaquer manuellement le tissu sur le support.
- ✓ Presser fortement à l'aide d'un rouleau marouffleur.
- ✓ Appliquer une autre couche de résine sur le tissu et presser une deuxième fois avec le rouleau.
- ✓ Le maroufflage soigné doit être poursuivi jusqu'à obtenir un reflux continu sur les bords.
- ✓ Enlever l'excédent de colle avec une spatule et ne pas le réutiliser.
- ✓ Laisser durcir 10 jours avant la mise en service.

### 4. Résultats des essais sur les éprouvettes de bétons :

Les essais de compression sont réalisés sur les éprouvettes de béton sans et avec renforcement.

Les résultats des essais de compression sur les trois groupes d'éprouvettes sont représentés par les figures suivantes :

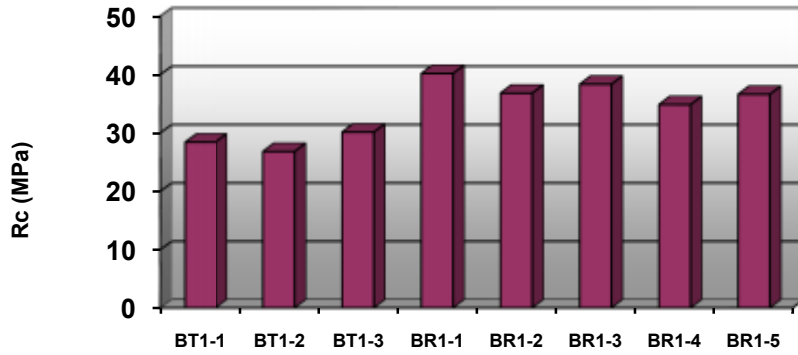


Figure I. Résultats des essais de compression sur le groupe 1.

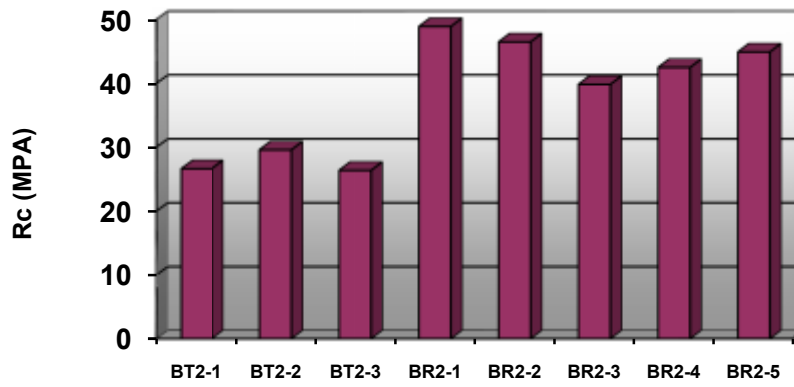


Figure II. Résultats des essais de compression sur le groupe 2.

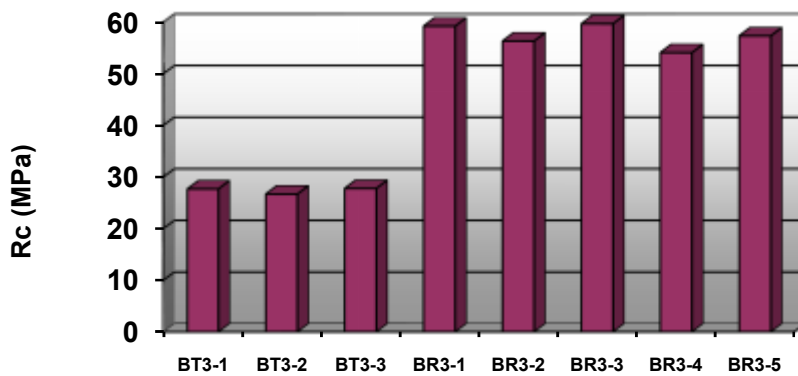


Figure III. Résultats des essais de compression sur le groupe 3.

#### **4. Conclusion :**

D'après cette étude expérimentale sur le renforcement du béton, on peut tirer des conclusions suivantes :

- ❖ Le renforcement du béton par les matériaux composites est une technique efficace, son exécution est simple avec une rapidité de réalisation.
- ❖ En plus au rôle principal, qui est le renforcement, le composite protège les structures en béton contre les agents agressifs, par conséquent il améliore la durabilité des constructions.
- ❖ D'après les résultats des essais de compression, on remarque que la résistance est améliorée avec l'application du composite.
- ❖ La résistance à la compression des éprouvettes renforcées augmente avec le nombre de plis de fibre de verre.
- ❖ Un gain de résistance important pour les trois groupes, soit de 31 % pour le premier, de 61 % pour le deuxième et de 109 % pour le troisième.

#### **Bibliographie**

- [1] DJ.Aliouane, "La durabilité des fibres de verre dans une matrice cimentaire", Mémoire de Magister, Université de Boumerdes, 2008.
- [2] P. Hamlin, "Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites", Technique de l'ingénieur, AM 5 615 1-8.
- [3] A. Pacvor, "Repair and strengthening of concrete structures: general aspects", Structural Engineering International, Vol. 2, 1995
- [4] L. Michel, E. Ferrier, P.Hamlin, "Modélisation en rigidité de dalles BA renforcées par matériaux composites", XIV Colloque national de la recherche en IUT, Lyon 29-30 Mai 2008.
- [5] Lelli. Van, D.Einde, Lei.Zhao, F.Seible, "Use of RFP composites in civil structural applications", Construction and Building Materials Journal, Vol. 17, 2003, pp.389-403.
- [6] P. Paillusseau, "Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites", Association Française de Génie Civil, La Rochelle le 25 mars 2004.
- [7] Guide d'utilisation des produits de Granitex 2007.





## EFFET DE LA RÉPARTITION SINUSOÏDALE DES FIBRES DE COMPOSITES SUR LA RIGIDITE LATÉRALE DES MURS DE CONTREVENTEMENT RENFORCÉS

R. YEGHNEM<sup>1,2</sup>, A. A. BOUSAHLA<sup>2</sup>, L. BOULEFRAKH<sup>2</sup>, S.A. MEFTAH<sup>2</sup>, A. TOUNSI<sup>2</sup> et E.A. ADDA BEDIA<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université Dr. Tahar MOULAY, BP 138, Cité Nasr, 20000 Saida (Algérie)

Email : [yeghnemreda2000@yahoo.fr](mailto:yeghnemreda2000@yahoo.fr)

<sup>2</sup> LM&H, Université Djillali LIABES, BP 89, Cité Ben M'Hidi, 22000 Sidi Bel Abbès (Algérie)

### Thème N° x : 06

#### Résumé

*Le présent article traite l'effet de la répartition sinusoidale des fibres de matériaux composites sur la rigidité latérale des murs de contreventement en béton armé renforcés soumis à des chargements sismiques. La rigidité latérale de l'assemblage collé : mur en B.A., adhésif et matériau composite, tenant compte de la variation de la fraction volumique des fibres selon la largeur de la plaque composite, a été déterminée par un modèle en éléments finis. Des séismes importants enregistrés en Algérie (El Asnam et Boumerdés) ont été testés afin de démontrer l'efficacité de la méthode proposée. Des matériaux composites à base de fibres de carbone associées à une matrice d'époxyde ont été utilisés.*

*Les résultats numériques obtenus sont discutés et les facteurs essentiels influençant la réponse sismique des murs de contreventement en béton armé renforcés sont mis en relief. Des perspectives sont en cours d'étude.*

**Mots –Clés :** Murs de contreventement renforcés, matériau composite, répartition sinusoidale des fibres, éléments finis.

#### 1. INTRODUCTION

Dans les édifices élancés en béton armé, les murs de contreventement en béton armé peuvent être une forme de construction recherchée compte tenu de leur comportement satisfaisant face aux forces de séisme et/ou de vent. Leur grande rigidité en plan contribue à contrôler les déflexions et à minimiser les déplacements inter étages excessifs. Cependant, ces systèmes structuraux sont nécessaires pour résister sans s'effondrer et sans subir de gros dégâts. Pour atteindre ces objectifs, la structure a besoin d'une ductilité élevée, d'une rigidité suffisante en cisaillement pour une meilleure dissipation de l'énergie. Ces exigences sont souvent incapables de satisfaire les concepteurs en génie civil. Cela ressort clairement de ce qui s'est passé durant les récents séismes en Iran, Turquie, Espagne, Japon, USA et Algérie.

Cependant, plusieurs techniques ont été développées afin d'obtenir une rigidité suffisante des murs de contreventement en béton armé, parmi elles citons les matériaux composites à base de fibres présentant plusieurs avantages : résistances mécaniques élevées, légèreté et facilité de mise en œuvre.

L'utilisation de ces polymères à base de fibres collés en surface pour le renforcement des murs en béton armé est aujourd'hui une technique éprouvée. Leurs applications à travers le monde, à la fois nombreuses et diversifiées, connaissent, depuis leur introduction dans le monde de la construction, un succès remarquable.

Par conséquent, peu de recherches ont été menées sur l'étude du comportement des murs de contreventement renforcés [1...3]. Des études approfondies [4,5] ont montré que les stratifiés de PRFC (polymère renforcé à base de fibres de carbone) collés à l'extérieur sont particulièrement adaptés pour améliorer le comportement à court terme des poutres et dalles en béton armé.

Dans ce papier, une attention est accordée à l'influence de la distribution sinusoïdale des fibres des plaques en PRFC sur la rigidité latérale des murs de contreventement renforcés sous deux séismes importants enregistrés en Algérie.

**2. ANALYSE DES MURS DE CONTREVENTEMENT PAR ELEMENTS FINIS**

De nos jours, la méthode des éléments finis est devenue un outil efficace pour l'analyse des structures en béton armé. Dans cet article, deux éléments existants, nommés respectivement : l'élément CHEUNG et l'élément KWAN [6, 7] ont été utilisés. La combinaison de ces deux éléments a mené à un modèle satisfaisant certains critères: l'élément de KWAN simplifié (8 degrés de liberté).

**3. THEORIES ET SOLUTIONS**

**3.1. Fraction volumique des fibres  $V_f$**

L'expression de la fraction volumique des fibres de matériaux composites prenant compte la variation des propriétés matérielles le long de la largeur de la plaque composite utilisée s'écrit de la façon [8] :

$$V_f = V_{fav} + A \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{b}\right) \tag{1}$$

Où :  $V_{fav} = 0.5$  est la valeur moyenne de la fraction volumique des fibres,  $A$  l'amplitude sinusoïdale allant de -0.4 à 0.4 avec un pas de 0.1.

**3.2. Modules élastiques du composite**

Les modules d'élasticité : longitudinale  $E_y$ , transversale  $G_{xy}$  et le coefficient de poisson  $\nu_{xy}$ , du matériau composite peuvent être donnés, en fonction des propriétés des fibres et de la matrice, en respectant la loi de mélange :

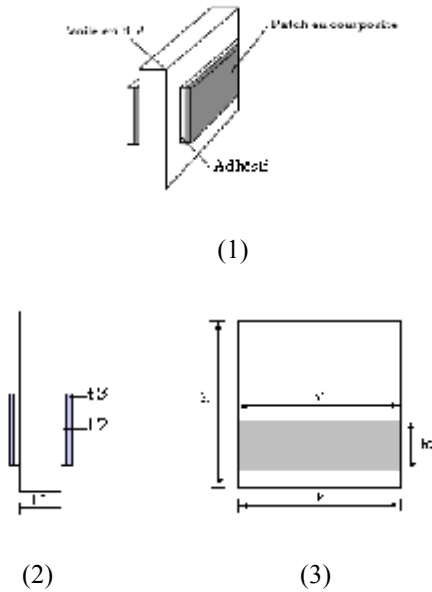
$$E_y = E_m \cdot \frac{E_m \cdot (1 - \sqrt{V_f}) + E_f \cdot \sqrt{V_f}}{E_m \cdot [1 - \sqrt{V_f} \cdot (1 - \sqrt{V_f})] + E_f \cdot \sqrt{V_f} \cdot (1 - \sqrt{V_f})}$$

$$G_{xy} = G_m \cdot \frac{G_m \sqrt{V_f} (1 - \sqrt{V_f}) + G_f \cdot [1 - \sqrt{V_f} (1 - \sqrt{V_f})]}{G_m \sqrt{V_f} + G_f \cdot (1 - \sqrt{V_f})} \tag{2}$$

$$\nu_{xy} = \nu_m \cdot (1 - \sqrt{V_f}) + \nu_f \cdot \sqrt{V_f}$$

3.3. MATRICE DE RIGIDITE DU MUR DE CONTREVENTEMENT RENFORCE

Le calcul de la matrice de rigidité du mur en béton armé renforcé par des plaques en matériau composite (figure 1), nécessite la détermination de l'énergie de déformation de l'élément, due aux effets de flexion et de cisaillement, définie par:



**Figure 1.** Perspective d'emplacement des plaques composites  
(1) Emplacement des plaques, (2) Vue de face et (3) Vue latérale

$$U^e = U_f^e + U_c^e \quad (3)$$

Où  $U_f^e$  et  $U_c^e$  sont respectivement les énergies de déformation dues à la flexion et au cisaillement, écrites en fonction des déformations du mur de contreventement.

Considérons l'énergie de déformation due à l'effet de flexion, notée  $U_f^e$ :

$$U_f^e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^3 \int_{vol} E_y^{(i)} (\varepsilon_y)^2 dvol_{(i)} \quad (4)$$

L'expression de l'énergie de déformation due au cisaillement peut être écrite comme suit :

$$U_c^e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^3 \int_{vol} G_{xy} (\gamma_y)^2 dvol_{(i)} \quad (5)$$

Pour l'élément mur, l'énergie de déformation s'écrit de la façon:

$$U^e = \frac{1}{2} d_e^t \cdot K_w \cdot d_e \quad (6)$$

Où le vecteur de déplacement nodal  $d_e$  est donné par:

$$d_e = \left\{ u_1, \omega_1, v_1, v_2, u_2, \omega_2, v_3, v_4 \right\} \quad (7)$$

La matrice de rigidité  $K_w$  est déterminée par une formulation en éléments finis standards.

#### 4. RESOLUTION DE L'EQUATION DU MOUVEMENT

L'équation générale de mouvement peut être écrite sous la forme :

$$[M] \cdot \{\ddot{U}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{U}(t)\} + [K] \cdot \{U(t)\} = \{P(t)\} \quad (8)$$

Où: [M], [C] et [K] désignent respectivement les matrices masse, d'amortissement et de rigidité.

$\{\ddot{U}(t)\}$ ,  $\{\dot{U}(t)\}$  et  $\{U(t)\}$  : respectivement les vecteurs d'accélération, de vitesse et de déplacement.

$\{P(t)\}$  : Vecteur des forces extérieures.

La matrice d'amortissement est calculée par la méthode de Rayleigh par:

$$[C] = \alpha_1 [M] + \alpha_2 [K] \quad (9)$$

Avec:

$$\alpha_1 = \xi \frac{2\lambda_j \lambda_p}{\lambda_j + \lambda_p} \quad \text{et} \quad \alpha_2 = \xi \frac{2}{\lambda_j + \lambda_p} \quad (10)$$

$\xi$  : facteur d'amortissement du système (5%)

$\lambda_j$  et  $\lambda_p$  : fréquences propres déterminées par la résolution de l'équation du système non amorti :

$$\left| [K] - \lambda^2 [M] \right| = 0 \quad (11)$$

Par l'utilisation de la méthode d'intégration pas à pas de Newmark [9], on a résolu l'équation du mouvement. Les paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  de la méthode d'intégration ont été pris respectivement égaux à  $\frac{1}{4}$  et  $\frac{1}{2}$ .

## 5. ETUDE NUMERIQUE

De nombreux exemples sont présentés pour valider les résultats de la présente méthode. Ces résultats seront comparés à ceux du modèle de référence (modèle non renforcé). Les paramètres géométriques de la structure contreventée et mécaniques des matériaux utilisés sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Les épaisseurs, de l'adhésif et de la plaque, sont respectivement 0.002 et 0.006 m.

**Tableau 1.** *Dimensions de la structure étudiée*

| Structure | Dimensions     |                 |                |                  |
|-----------|----------------|-----------------|----------------|------------------|
|           | Hauteur totale | Hauteur d'étage | Largeur du mur | Epaisseur du mur |
| 25        | 75 m           | 3 m             | 12 m           | 0.25 m           |

**Tableau 2.** *Paramètres mécaniques des matériaux utilisés*

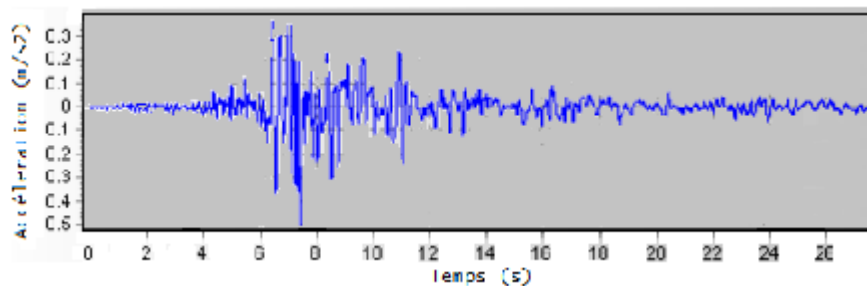
| Matériaux | Module de Young E (GPa) | Coefficient de Poisson $\nu$ |
|-----------|-------------------------|------------------------------|
| Béton     | 30                      | 0.18                         |
| Adhésif   | 3                       | 0.35                         |
| époxyde   | 3,445                   | 0.35                         |
| Carbone   | 140                     | 0.22                         |

### 5.1. Accélérogrammes sismiques

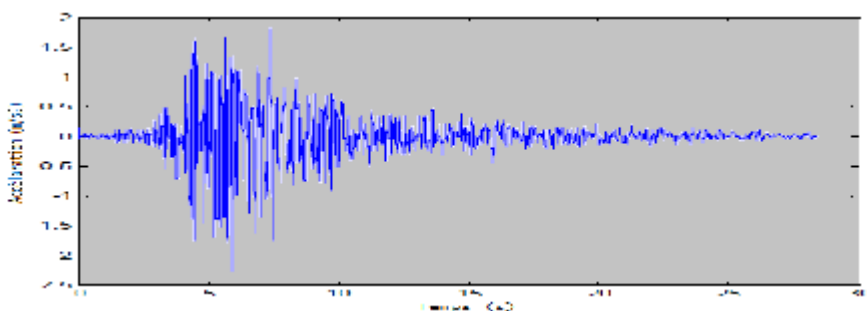
Pour mener l'analyse dynamique, deux séismes ont été choisis : El-Asnam et Boumerdés. Leurs accélérogrammes et caractéristiques sont données dans le tableau 3 et la figure 2.

**Tableau 3.** *Caractéristiques des séismes choisis*

| Séisme    | Localisation                             | Date       | Accélération max du sol.PGA | Magnitude |
|-----------|--|------------|-----------------------------|-----------|
| El-Asnam  | El-Asnam (Chlef)                         | 10-10-1980 | 0.049g                      | 7.3       |
| Boumerdés | Région d'Alger<br>Boumerdés :<br>Keddara | 21-05-2003 | 0.35g                       | 6.8       |



(a)



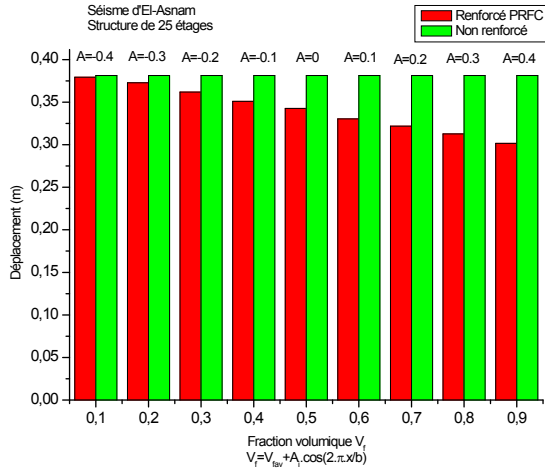
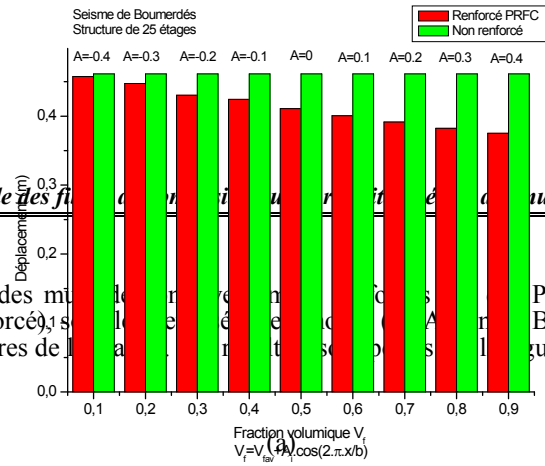
(b)

**Figure 2.** *Accélérogrammes des séismes (a) El-Asnam et (b) Boumerdés*

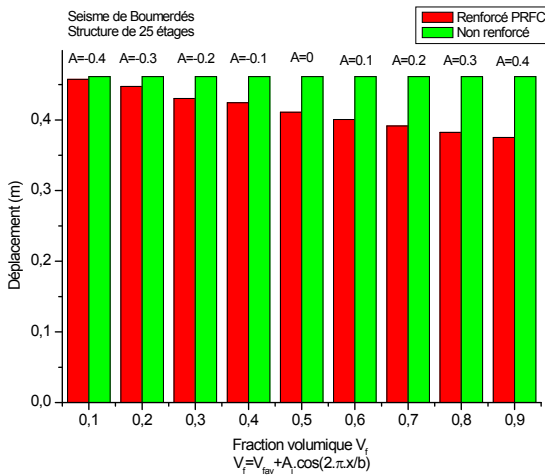
## 5.2. Présentation des résultats

*Effet de la répartition sinusoïdale des fibres de composite sur les déplacements des structures de contreventement renforcées*

Les déplacements latéraux des modèles de référence (non renforcés) sous le séisme de Boumerdès (figure 3) sont comparés à ceux du modèle de référence (non renforcé) sous le séisme d'El-Asnam (figure 3). Les déplacements latéraux des modèles renforcés PRFC sont comparés à ceux du modèle de référence (non renforcé) sous le séisme de Boumerdès, en tenant compte la distribution sinusoïdale des fibres de composite (figure 3).



(b)



**Figure 3.** Effet de la distribution des fibres du composite sur les déplacements sous les deux séismes (a) El Asnam et (b) Boumerdès

**5.3. Discussion des résultats**



Analysons l'effet de la distribution sinusoïdale des fibres des plaques composites utilisées dans la présente étude pour le renforcement des murs de contreventement sous les séismes testés et d'après les résultats obtenus, nous pouvons constater que si la fraction volumique des fibres avoisine les 0.9, les déplacements latéraux des murs diminuent de 19% sous le séisme de Boumerdés et de 21% d'El-Asnam.

La réduction des déplacements est donc proportionnelle à la variation de la fraction des fibres le long de la largeur de la plaque composite. De ce fait, les fibres doivent être concentrées aux bords de la plaque composite où les contraintes sont les plus élevées.

## 6. CONCLUSION

Le but de cette contribution est d'analyser l'effet de la distribution sinusoïdale des fibres des plaques composites, utilisées dans le renforcement des murs de contreventement en béton armé, sur leur comportement sismique. Un modèle en éléments finis a été établi afin de déterminer les déplacements latéraux des murs renforcés sous des séismes importants qu'a enregistré l'Algérie (El-Asnam et Boumerdés). Les principales conclusions à retenir sont :

- Les déplacements des murs diminuent lorsque les fibres sont concentrées vers les bords des plaques composites;
- Le renforcement dépend des caractéristiques mécaniques et géométriques des plaques composites utilisées.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Balsamo, A., Colombio, A., Manfredi, G., Negrod and, P., Protac, A. (2005), Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates, *Engineering Structures*, Vol. 27, pp.769-780.
- [2] Meftah, S.A., Tounsi, A., Megueni, A. and Adda Bedia, E. A. (2008), Lateral stiffness and vibration characteristics of RC shear walls with variable fibres spacing, *Materials & Design*, Vol. 29, pp.1955-1964.
- [3] Yeghne, R., Meftah, S.A., Tounsi, A. and Adda Bedia, E.A. (2009), Earthquake response of RC coupled shear walls strengthened with thin composite plates", *Journal of vibration and control*, Vol. 15, pp. 963-985.
- [4] Benyoucef, S., Tounsi, A., Meftah, S.A. and Adda Bedia, E.A. (2006), Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP – RC hybrid beams, *Composite interfaces*, Vol. 13, pp. 561-571.
- [5] Shen, H.S., Chen, Y. and Yang, J. (2003), Bending and vibration characteristics of a strengthened plate under various boundary conditions, *Engineering Structures*, Vol. 25, pp.1157-1168.
- [6] Cheung, Y. K. and Swaddiwudhipong, S. (1978), Analysis of frame shear wall structures using finite strip elements, In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, 65, pp. 517-535.
- [7] Kwan, A.K.H. (1993), Local deformations and rotational degrees of freedom at beam-wall joints, *Computer & Structures*, Vol. 48, pp. 615-625.
- [8] Kubiak, T. (2005), Dynamic buckling of thin-walled composite plates with varying widthwise material properties, *Solids & Structures*, Vol. 42, pp. 5555-5567.
- [9] Bathe, K.J. and Wilson, E.L. (1976), *Numerical Methods in finite element analysis*, Prentice –Hall, ISBN 0136271901, 9780136271901.

## EFFICACITE DE L'UTILISATION DES COMPOSITES A FIBRE DE CARBONE POUR LE RENFORCEMENT DES POUTRES METALLIQUES DES PONTS

Tahar HASSAINE DAOUADJI<sup>1,2</sup>, Mahamat Oumar ANDJAMI<sup>1</sup>, Abderezak RABAHI<sup>1</sup>, BENFERHAT Rabia<sup>1</sup>, Belkacem ADIM<sup>1</sup>, El Abbas ADDA BEDIA<sup>2</sup>

(1) Département de Génie Civil, Université Ibn Khaldoun Tiaret, Algérie.

(2) Laboratoire matériaux et hydrologie, Université Sidi Bellabes Algérie  
Mail adresse du correspondant : [daouadjitah@yahoo.fr](mailto:daouadjitah@yahoo.fr)

### Thème N° 6 : Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

#### Résumé

Parmi les nouvelles techniques de construction, la réhabilitation et le renforcement des ouvrages existants au moyen des matériaux composites se présentent comme une solution efficace pour parer à certains phénomènes naturels tels que les séismes. Le but du présent papier est l'étude du comportement mécanique des poutres métalliques renforcées par les matériaux composites et en particulier la modélisation des contraintes au niveau de l'interface acier – composite qui sont à l'origine du mode de rupture le plus important des poutres renforcées. La solution analytique présentée estime les contraintes au niveau de l'interface de la structure renforcée sous chargement mécanique. Les résultats de notre présent modèle ont été validés par comparaison aux résultats des contraintes d'interface issues de la littérature.

**Mots clés:** Matériaux composites, Renforcement, Contraintes d'interface.

#### 1. Introduction

Parmi les nouvelles techniques de construction, la réhabilitation des ouvrages existants (ouvrages conçus selon les anciens codes de calcul) au moyen des matériaux composites se présente comme une solution efficace pour parer à certains phénomènes naturels tels que les séismes. Le but du présent papier est l'étude du comportement mécanique des poutres métalliques renforcées par les matériaux composites. Cette méthode de réparation consiste à coller des plaques composites sur ces poutres. Ces dernières années, plusieurs travaux ont été effectués sur la méthode de réhabilitation Smith et Teng [2001 et 2002][1-2-3], Tounsi et al. [2005, 2007, et 2008][4-6-7]. Ainsi, les composites constituent une solution prometteuse au problème de réhabilitation. Cependant, le mode de rupture le plus important de ces poutres renforcées est le décollement de la plaque composite (FRP), en raison des contraintes d'interface élevées à la proximité du bord de la plaque collée. Dans ce papier, une méthode améliorée pour le calcul des contraintes d'interface a été développé. La nature anisotropique des matériaux composites a été prise en compte dans l'analyse théorique en supposant une répartition linéaire des contraintes à travers l'épaisseur de la couche d'adhésive. Nous avons remarqué à travers les résultats obtenus que les contraintes d'interface maximales calculées par la présente méthode coïncident parfaitement avec ceux issus de la littérature. Sachant que les structures en génie civil posent d'énormes problèmes à leur entretien et leur maintenance ; les concepteurs ont déterminé et ont trouvé diverses démarches afin de parer au problème crucial qu'est le phénomène de vieillissement (corrosion, température, humidité...). Des techniques très récentes sont mises au point (modélisations, expériences...) tels que les différents types de collage utilisant les matériaux composites types FRP qui donnent des résultats appréciables. Ces types de collage ont pu diminuer l'influence de l'effet des contraintes d'interface qui sont affectées par le phénomène de vieillissement.

2. Analyse

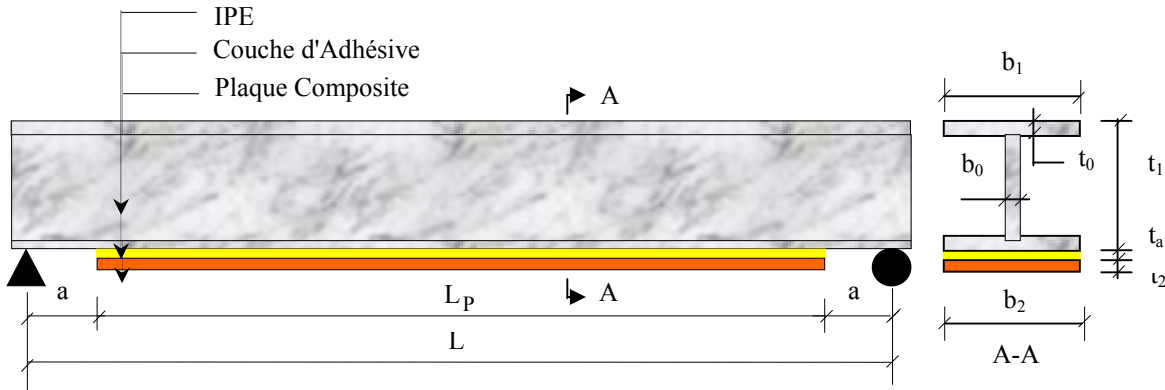


Figure 1. Poutre IPE simplement appuyée renforcée par collage d'une plaque composite.

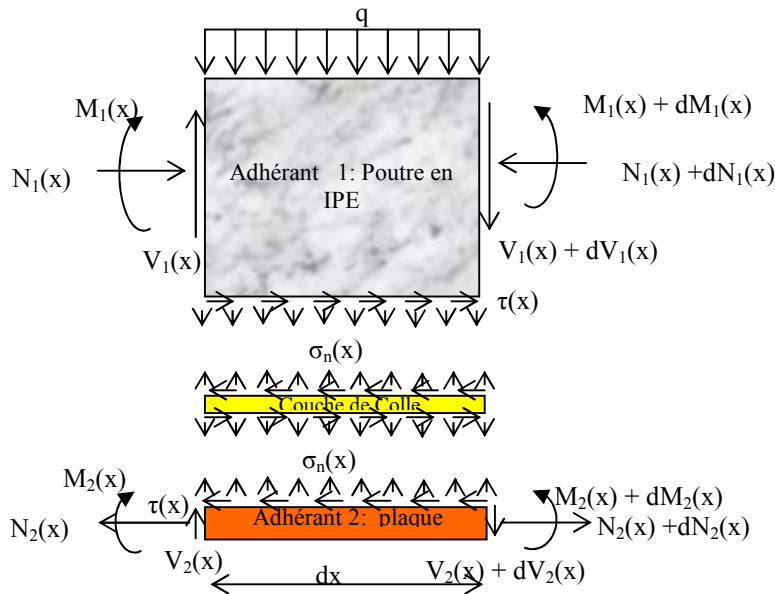


Figure 2. Un segment différentiel de la poutre métallique renforcée par collage de composite.

Un élément  $dx$  de la poutre renforcée (figure 1) est représenté dans la figure 2. Les déformations de la poutre métallique au voisinage de l'interface et celles de la plaque de renforcement peuvent être exprimées comme suit:

(1)

$$\begin{aligned} \varepsilon_1(x) &= \frac{du_1(x)}{dx} = \varepsilon_1^M(x) + \varepsilon_1^N(x) \\ \varepsilon_2(x) &= \frac{du_2(x)}{dx} = \varepsilon_2^M(x) + \varepsilon_2^N(x) \end{aligned} \quad (2)$$

$u_1(x)$  et  $u_2(x)$  sont les déplacements longitudinaux à la face inférieure de l'adhérent 1 et la face supérieure de l'adhérent 2 respectivement.

$\varepsilon_1^M(x)$  et  $\varepsilon_2^M(x)$  sont les déformations induites par le moment fléchissant de l'adhérent 1 et l'adhérent 2 respectivement et peuvent être écrite comme suit :

$$\varepsilon_1^M(x) = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x) \quad \varepsilon_2^M(x) = \frac{-y_2}{E_2 I_2} M_2(x) \quad (3)$$

$E_1, E_2, I_1, I_2, M_1(x)$  et  $M_2(x)$  sont respectivement les modules d'élasticité longitudinaux, les moments d'inertie et les moments fléchissant de l'adhérent 1 et l'adhérent 2.  $y_1$  et  $y_2$  sont les distances entre la face inférieure de l'adhérent 1 et la face supérieure de l'adhérent 2 et leurs centres de gravité respectifs.

### 2.1 La distribution des contraintes de cisaillement dans l'interface composite – Acier

La contrainte de cisaillement au niveau de la couche d'adhésive peut être exprimée comme suit :

$$\tau_a = \tau(x) = K_s [u_2(x) - u_1(x)] \quad (4)$$

$K_s = \frac{G_a}{t_a}$  est la rigidité au cisaillement de la couche d'adhésive.

$u_1(x)$  et  $u_2(x)$  sont les déplacements longitudinaux à la face inférieure de l'adhérent 1 et la face supérieure de l'adhérent 2.

La substitution des forces de cisaillement et les forces axiales donnent l'équation différentielle simplifiée régissant les contraintes de cisaillement d'interface suivante :

$$\frac{d^2\tau(x)}{dx^2} - K_1 b_2 \left( \frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \tau(x) + K_1 \left( \frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) V_T(x) = 0 \quad (5)$$

La solution de l'équation différentielle (éq.5) ci-dessus est donné par:

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 V_T(x) \quad (6)$$

$$\lambda^2 = K_1 b_2 \left( \frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \quad (7)$$

$$m_1 = \frac{K_1}{\lambda^2} \left( \frac{(y_1 + y_2)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \quad (8)$$

$B_1$  et  $B_2$  sont des constantes d'intégration déterminées à partir des conditions aux limites. Dans la présente étude, une poutre simplement appuyée sollicitée par une charge uniformément répartie est analysée. La contrainte d'interface de cisaillement pour ce cas de chargement s'écrit sous la forme suivante :

$$\tau(x) = \left[ \frac{m_2 a}{2} (L - a) - m_1 \right] \frac{q e^{-\lambda x}}{\lambda} + m_1 q \left( \frac{L}{2} - a - x \right) \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (9)$$

Où  $q$  est la charge uniformément répartie et,  $x$ ,  $a$ ,  $L$  et  $L_p$  sont définies par la figure 1.

La constante d'intégration  $m_2$  est donnée par :

$$m_2 = \frac{K_s e}{E_1 I_1} \quad (10)$$

### 2.2 La distribution des contraintes normales dans l'interface composite – Acier

La contrainte normale dans l'adhésive peut être exprimée comme suit :

$$\sigma_n(x) = K_n \Delta w(x) = K_n [w_2(x) - w_1(x)] \quad (11)$$

Où  $K_n$  est la rigidité normale de la couche d'adhésive par unité de longueur et peut être déduite comme suit :

$$K_n = \frac{\sigma_n(x)}{\Delta w(x)} = \frac{\sigma_n(x)}{\Delta w(x)/t_a} \left( \frac{1}{t_a} \right) = \frac{E_a}{t_a} \quad (12)$$

$w_1(x)$  et  $w_2(x)$  sont les déplacements verticaux de l'adhérent 1 et 2 respectivement. En dérivant l'équation (12) deux fois il en résulte :

$$\frac{d^2\sigma_n(x)}{dx^2} = K_n \left[ \frac{d^2 w_2(x)}{dx^2} - \frac{d^2 w_1(x)}{dx^2} \right] \quad (13)$$

En considérant les relations moment - courbure de la poutre IPE et la plaque de renforcement respectivement nous pouvons écrire :

$$\frac{d^2 w_1(x)}{dx^2} = -\frac{M_1(x)}{E_1 I_1} \quad \frac{d^2 w_2(x)}{dx^2} = -\frac{M_2(x)}{E_2 I_2} \quad (14)$$

L'équation différentielle régissant la contrainte normale d'interface :

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} + \frac{E_a b_2}{t_a} \left( \frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right) \sigma_n(x) + \frac{E_a b_2}{t_a} \left( \frac{y_1}{E_1 I_1} - \frac{y_2}{E_2 I_2} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{q E_a}{t_a E_1 I_1} = 0 \quad (15)$$

La solution générale de l'équation différentielle d'ordre 4 est :

$$\sigma_n(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] + e^{\beta x} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (16)$$

Pour des larges valeurs de "x" on suppose que la contrainte normale tend vers zéro, et il en résulte  $C_3 = C_4 = 0$

. La solution générale devient :

$$\sigma_n(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (17)$$

$$\text{Où } \beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_2}{4 t_a} \left( \frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right)} \quad (18)$$

$$\text{Et } n_1 = \left( \frac{y_1 E_2 I_2 - y_2 E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \quad (19)$$

$$\text{Et } n_2 = \frac{E_2 I_2}{b_2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)} \quad (20)$$

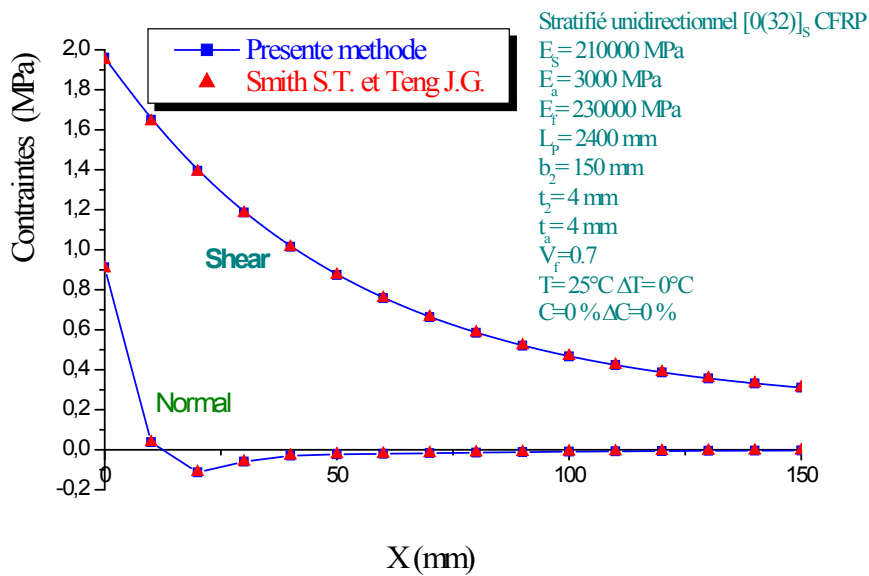
Les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$  sont données par :

$$C_1 = \frac{E_a}{2\beta^3 t_a E_1 I_1} [V_T(0) + \beta M_T(0)] - \frac{n_3}{2\beta^3} \tau(0) + \frac{n_1}{2\beta^3} \left( \frac{d^4 \tau(0)}{dx^4} + \beta \frac{d^3 \tau(0)}{dx^3} \right) \quad (21)$$

$$C_2 = -\frac{E_a}{2\beta^2 t_a E_1 I_1} M_T(0) - \frac{n_1}{2\beta^2} \frac{d^3 \tau(0)}{dx^3} \quad (22)$$

$$\text{Où : } n_3 = \frac{E_a b_2}{t_a} \left( \frac{e}{E_1 I_1} - \frac{D_{11} t_2}{2 b_2} \right) \quad (23)$$

#### 4. Vérification de la méthode



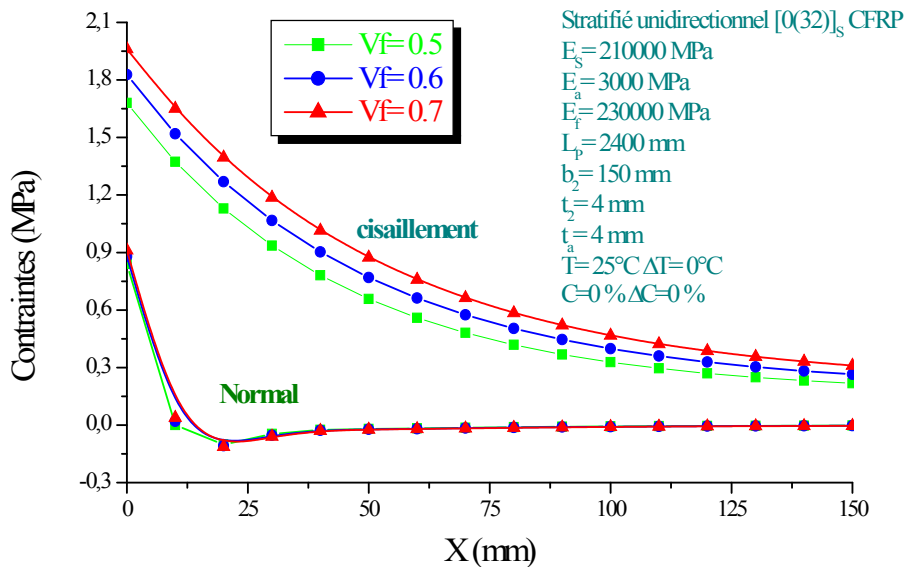
**Figure 3.** Comparaison des contraintes d'interface pour une poutre métallique renforcée par CFRP

La présente méthode a été validée en comparant les résultats des contraintes d'interface avec ceux obtenus à partir de la méthode de Smith et Teng. Les résultats obtenus à partir de la méthode de Smith et Teng coïncident avec ceux issus de la présente méthode comme c'est illustré dans la figure 3.

**5. Etude paramétrique**

**5.1. Effet de la fraction volumique des fibres :**

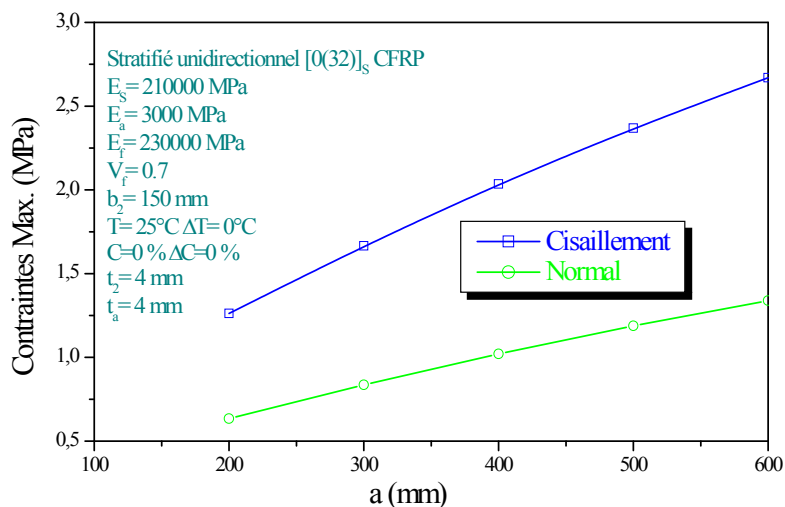
La figure 4 illustre la variation des contraintes d'interface en fonction de la fraction volumique des fibres. Cette dernière nous a permis de montrer le lien tangible entre la fraction volumique des fibres  $V_f$  et l'évolution des contraintes d'interface.



**Figure 4.** Variation des contraintes d'interface en fonction de la fraction volumiques des fibres

**5.3. Effet de la longueur non renforcée (distance « a ») :**

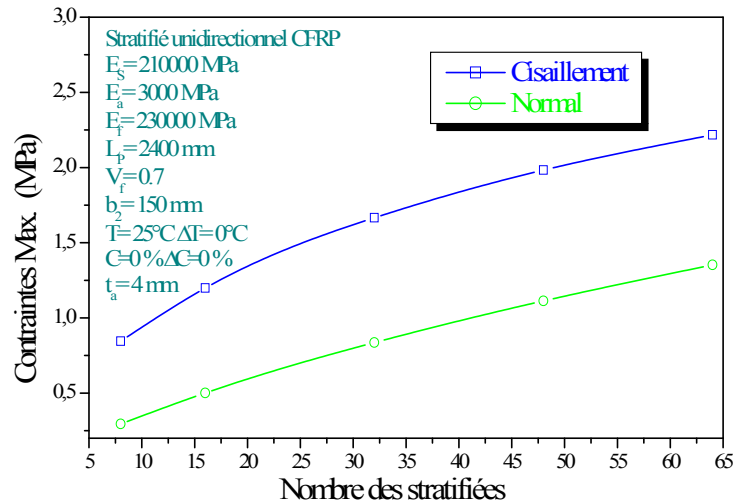
L'influence de la longueur non renforcée « a » (longueur entre le bord de la plaque et le support) sur les contraintes les contraintes d'interface maximales est présentées sur la figure 5. On constate que, plus la longueur « a » augmente (c.à.d la longueur de la plaque  $L_p$  diminue) plus les contraintes d'interface maximales (contraintes au bord de la plaque) s'accroissent d'une façon significative. Ces résultats démontrent que, quelque soit le cas de renforcement, y compris le cas où le renforcement se limite à la zone centrale où le moment de flexion est maximum, il est recommandé de prolonger la plaque de renforcement le plus possible aux appuis.



**Figure 5.** Influence de la longueur « a » sur les contraintes d'interface

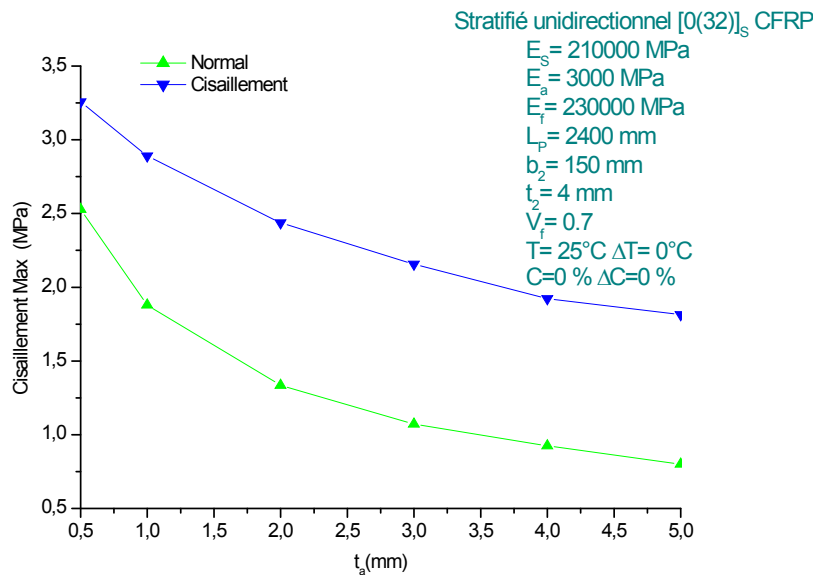
**5.4. Effet du nombre de plis de la plaque (effet d'épaisseur):**

Les contraintes maximales sont déterminées pour une plaque en composite avec différents nombres de plis ; 8, 16, 32, 48 et 64. Dans la figure 6 la variation des contraintes d'interface maximales en fonction de l'épaisseur de la plaque est illustrée. Les contraintes normales d'interface et les contraintes de cisaillement d'interface augmentent avec l'accroissement du nombre de plis de la plaque c.a.d son épaisseur. Les valeurs des contraintes maximales les (pics) sont obtenues avec la plaque de 64 plis.



**Figure 6.** Variation des contraintes d'interface en fonction du nombre de plis

**5.5. Effet de l'épaisseur de la couche d'adhésif:**



**Figure 7.** Variation des contraintes d'interface en fonction de l'épaisseur de la couche d'adhésive

L'effet de l'épaisseur de la couche d'adhésif sur la variation des contraintes d'interface est représenté sur la figure 7. L'augmentation de l'épaisseur de la couche d'adhésif mène à une réduction significative des contraintes d'interface maximales. Ainsi, l'utilisation d'une couche d'adhésif plus épaisse, particulièrement aux voisinages des bords, est fortement recommandée.

**Conclusion:**

Une méthode simple, pour le calcul des contraintes d'interface d'une poutre métallique renforcée par une plaque composite sous chargement uniformément réparti, a été présentée. L'élément important de la présente analyse est la prise en considération des stratifiées unidirectionnels où nous rencontrons le maximum des contraintes normales et de cisaillement d'interface (orientation à  $0^\circ$ ), les résultats de la présente solution ont été validés par ceux obtenus par la méthode de la méthode de Smith et Teng. Une bonne concordance entre les résultats des deux méthodes est observée, Ceci démontre que les déformations de flexion et de cisaillement de la plaque de composite n'ont qu'un très léger effet. L'étude paramétrique, nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Le maximum des contraintes normales et de cisaillement diminue à mesure que l'épaisseur de l'adhésif augmente ou l'épaisseur (nombre de plis) de la plaque de composite diminue.
- Prolonger le plus possible la longueur de la plaque de renforcement aux appuis, réduit les contraintes aux bords.
- Les déformations de flexion et de cisaillement de la plaque de renforcement n'ont qu'un très léger effet sur les valeurs finales des contraintes normales et de cisaillement d'interface.
- Le maximum des contraintes d'interface (pic) est observé au bord de la plaque puis diminuent, rapidement (brusquement) dans le cas des contraintes normales et progressivement pour les contraintes de cisaillement, pour atteindre toutes les deux la valeur zéro à mi travée.

#### **Références Bibliographiques:**

- [1] Smith S.T., and Teng J.G. "FRP – strengthened RC beams. I: Review of debonding strength models". Engineering Structures. 2002, 24(4), 385 – 395.
- [2] Smith S.T, and Teng J.G. "FRP – strengthened RC beams. II: Assessment of debonding strength models". Engineering Structures 2002, 24(4), 397 – 417.
- [3] Smith S.T., and Teng J.G. "Interfacial stresses in plated RC beams". Engineering Structures. 2001, 23(7), 857 – 871.
- [4] Tounsi A "Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate" International Journal of Solids and Structures, may 2005.
- [5] Tounsi.A and Amara.K "Stiffness degradation in hygrothermal aged cross-ply laminate with transvers cracks". AIAA Journal, 43(8), 1836 – 1843, 2005.
- [6] Tounsi A. Benyoucef S. "*Interfacial stresses in externally FRP – plated concrete beams*" Inter J Adhesion & Adhesives 2007.
- [7] Tounsi A., Hassaine Daouadji T., Benyoucef S., Adda bedia E A. " *Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: Effect of adherend shear deformations* " International journal adhesion and adhesives, accepted 11 june 2008, online 5 August 2008.



## **INFLUENCE DU RENFORCEMENT PAR MATERIAUX COMPOSITES A BASE DE FIBRES DE CARBONE 'CFRP' SUR LE COMPORTEMENT D'UN PONT A POUTRE EN BETON ARME**

**Mahfoud Touhari<sup>1</sup>, Ratiba Mitiche-Kettab<sup>2</sup>, Mouloud Abdessemed<sup>3</sup>, Abderrahim Bali<sup>4</sup>,**

<sup>1</sup> DOCTORANT, ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE, *touhari2001@gmail.com*

<sup>2,4</sup> PROFESSEUR, ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE, ALGER, ALGERIE

<sup>3</sup> MAITRE DE CONFERENCES, UNIVERSITE DE BLIDA, ALGERIE

Thème N° 06 : Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

*Résumé : Le parc algérien d'ouvrage d'art comporte plus de 11000 ponts principalement à tabliers en poutres en béton armé; dont plus de 40 % ont été renforcés (MTP). L'objectif principal de cette étude est de réaliser une modélisation numérique par l'utilisation du logiciel ANSYS, d'un pont en béton armé renforcé par matériaux composites à base de fibres de carbone 'CFRP'. Le pont en question est un passage supérieur sur Oued Oumazer se trouvant à Cherchell dans la wilaya de Tipaza, distante de 80Km à l'ouest d'Alger, se localisant dans la zone III caractérisée par des fortes activités sismiques. Cette étude a montré l'effet bénéfique sur l'absorption des effets dynamiques sur le pont étudié. Finalement, nous avons comparé les résultats obtenus par la modélisation à ceux des essais par vibration ambiante.*

*Mots clés: pont, renforcement, modélisation, matériaux composites, CFRP.*

### **1. INTRODUCTION**

Les ponts en béton armé peuvent être affectés par des désordres de gravité très variables et dont les causes sont multiples. Les ponts en béton armé peuvent être endommagés durant leur durée de vie, Plusieurs facteurs font qu'il peut être nécessaire de renforcer ou de réparer un ouvrage : la corrosion des aciers d'armatures, la fissuration du béton, un mauvais dimensionnement, etc. La présence de déformations ou de fissurations inhabituelles est souvent le signe visible de la pathologie. Cependant, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes évidents (cas des bétons attaqués par alcali réaction).

Le but principal de cette étude est de contribuer à la compréhension et la maîtrise de l'influence du renforcement par matériaux composites à base de fibres de carbone 'CFRP' sur le comportement dynamique d'un pont en béton armé. Une modélisation par éléments finis est proposée, avec du logiciel ANSYS 11, afin de les comparer aux résultats obtenus expérimentation par vibrations ambiantes.

Les méthodes d'analyse modale sont des méthodes d'investigation relativement récentes, qui ont été mises en œuvre pour établir et améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. En effet, les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure linéaire quelle que soit sa complexité sont « concentrés » dans un nombre de paramètres modaux réduits : fréquences propres, amortissements et formes propres associés. Le comportement dynamique de la structure sous des conditions d'excitation particulières en l'absence de toute modélisation ne requiert que la seule connaissance de ces paramètres.

### **2. MODÉLISATION DYNAMIQUE DU PONT EN BÉTON RENFORCÉ PAR MATÉRIAUX COMPOSITES À BASE DE FIBRES DE CARBONE (CFRP)**

#### **2.1. Introduction**

Un modèle numérique a été développé dans le but d'estimer les fréquences propres ainsi que les modes de vibration associés d'un pont à poutres en béton armé sur l'Oued Oumazer dans la ville de Cherchell en Algérie. Par ailleurs une étude expérimentale a été réalisée sur ce pont. Le traitement des mesures obtenues lors de ces tests permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage, les fréquences obtenues par le modèle 3D sont comparées à celles obtenues expérimentalement.

Une étude paramétrique, avec ANSYS, a été menée dans le but de mettre en évidence les avantages et les inconvénients liés à l'utilisation des matériaux composites pour le renforcement. Le pont mentionné précédemment a été inspiré par la modélisation de la poutre étudiée précédemment.

## 2.2. Description du cas d'étude et diagnostic

Le pont en question est un passage supérieur sur Oued Oumazer se trouvant à Cherchell dans la wilaya de Tipaza, distante de 80km à l'ouest d'Alger, se localisant dans la zone III caractérisée par des fortes activités sismiques (CGS, 2003).

L'ouvrage est un pont hyperstatique à trois travées, le tablier est constitué de quatre poutres maîtresses en béton armé, à inertie variable, liées par des entretoises et longrines surmontées d'une dalle en béton armé, tandis que l'infrastructure est composée de deux piles, qui sont constituées de quatre poteaux reliés par voiles, et de deux sommiers sous forme d'appuis simples en béton armé (Figure 1).



Figure 1. Vue d'ensemble du pont

## 1.3. Introduction la géométrie, maillage, condition aux limites et mode de renforcement du pont dans l'ANSYS

Les caractéristiques géométriques du pont sont :

- Longueur totale 70,00m ;
- Longueur de la travée d'accès 15,00m ;
- La travée intermédiaire 40,00m ;
- Longueur de la chaussée 6,00m ;
- Longueur des trottoirs 1,00m ;
- Hauteur de la pile 10,00m.

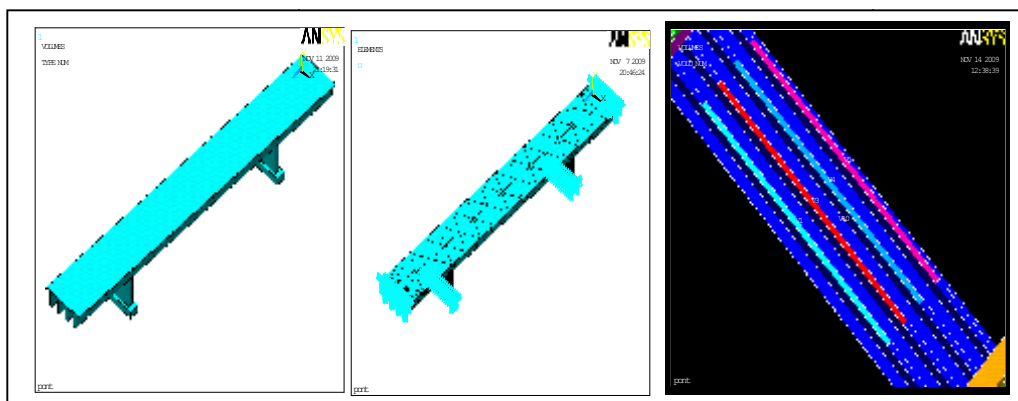


Figure 2. Géométrie, Maillage, Condition aux limites et le Mode de renforcement du pont

## 3. RÉSULTATS OBTENUS ET DISCUSSION

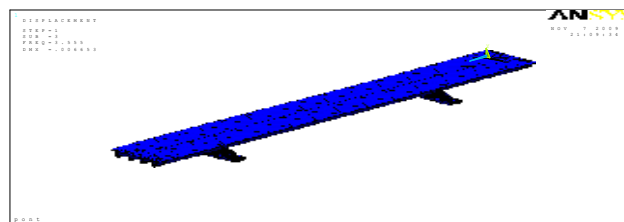
L'analyse dynamique du modèle calibrée a conduit à l'obtention des paramètres modaux du pont, les fréquences modales de l'analyse par MEF sont données dans le tableau 1 avec les formes des modes correspondantes illustrées dans les figures 3 à 9

Un total de 6 modes de vibration du pont d'Oued Oumazer Cherchell a été identifié à partir de la modélisation par MEF (ANSYS 11).

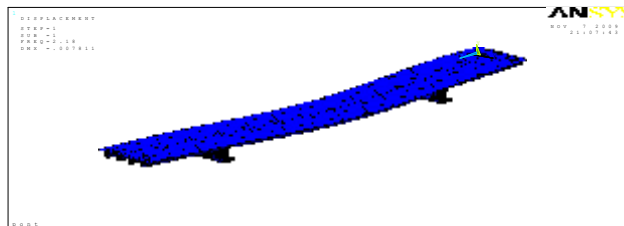
Le premier mode est un mode horizontal avec une fréquence de 3.68 Hz avant le renforcement et de 4.06 après le renforcement. Le deuxième mode vertical s'est avéré se produire à la fréquence de 5.06 Hz avant le renforcement et de 5.47 Hz après le renforcement. Le troisième mode est un mode *torsion* une fréquence de 6.00 Hz avant le renforcement et de 6.48 Hz après le renforcement.

**Tableau 1.** Fréquences modales du pont avant et après renforcement

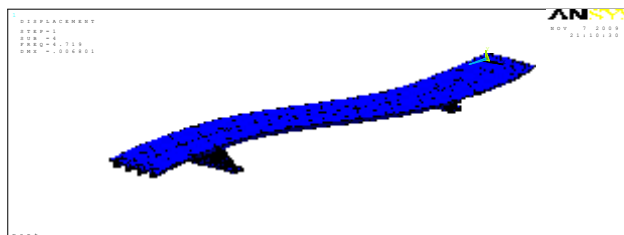
| Mode | Fréquence Avant renforcement (Hz) | Fréquence Après renforcement (Hz) | Différence % | Classification du mode |
|------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------|------------------------|
| 1    | 3.68                              | 4.06                              | 7.9          | Horizontale (N)        |
| 2    | 5.06                              | 5.47                              | 8.10         | Vertical (Z)           |
| 3    | 6.00                              | 6.48                              | 8.00         | Torsion                |
| 4    | 7.96                              | 8.59                              | 7.94         | Vertical (Z)           |
| 5    | 11.12                             | 11.97                             | 7.64         | Torsion                |
| 6    | 11.33                             | 12.23                             | 7.94         | Horizontale (E)        |



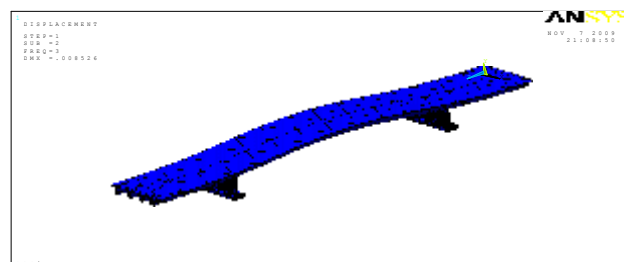
**Figure 3.** Forme du premier mode (transversal N)



**Figure 4.** Forme du deuxième mode (vertical Z)



**Figure 5.** Forme du troisième mode (Torsion)



**Figure 6.** Forme du quatrième mode (vertical Z)

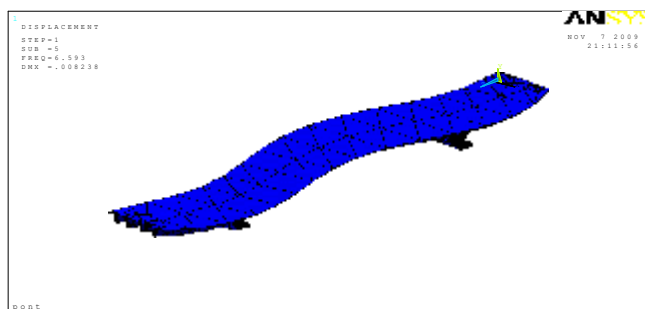


Figure 7. Forme du cinquième mode(Torsion)

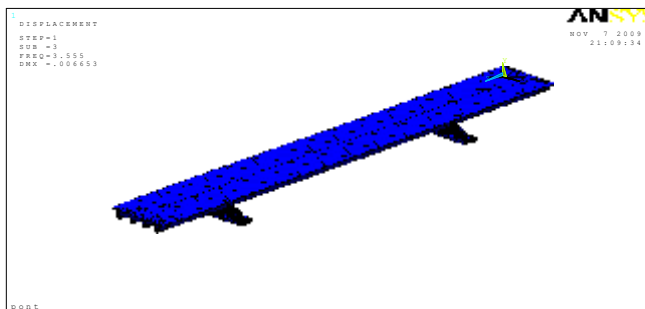


Figure 8. Forme du Sixième mode (transversal E)

D'après les résultats obtenus, les matériaux composites à base de fibres de carbone influent par excès sur les fréquences propres des modes prépondérantes du pont en béton armé renforcé avec des pourcentages allant jusqu'à 8.1 %.

#### 4. COMPARAISON ENTRE LES FRÉQUENCES ADOPTÉES POUR LES DEUX PONTS (RENFORCÉ ET NON RENFORCÉ)

##### 4.1. Comparaison avec d'autre recherche

M.ABDESSAMED et al [06] ont étudiés numériquement par le biais du logiciel SAP 2000 de même pont (*Oued Oumazer Cherchell*). Le tableau 2 montre les résultats de l'étude comparative entre les deux logiciels ANSYS 11 et SAP 2000.

Tableau 2. Comparaison entre les résultats obtenus par ANSYS et SAP2000

| Mode | Fréquence avant renforcement |          | Fréquence après renforcement |          |
|------|------------------------------|----------|------------------------------|----------|
|      | ANSYS 11                     | SAP 2000 | ANSYS 11                     | SAP 2000 |
| 1    | 3.68                         | 2.85     | 4.06                         | 4.00     |
| 2    | 5.06                         | 3.16     | 5.47                         | 4.16     |
| 3    | 6.00                         | 3.89     | 6.48                         | 4.54     |
| 4    | 7.96                         | 8.23     | 8.59                         | 10.11    |
| 5    | 11.12                        | 13.02    | 11.97                        | 13.37    |
| 6    | 11.33                        | 13.22    | 12.23                        | 16.66    |

Dans l'analyse SAP2000, des éléments en treillis avec les propriétés des matériaux isotropes, élastique linéaire sont utilisés pour représenter le béton et les CFRP stratifiés, ne sont pas réalistes, et réduisent considérablement la rigidité structurelle globale par rapport aux éléments SOLIDE 65 et SOLID46 avec les propriétés des matériaux orthotropes utilisés pour modéliser le béton et le CFRP stratifiés en ANSYS.

##### 4.2 Confrontement Numérique/Expérimentale

Concernant les valeurs des fréquences propres trouvées expérimentalement, avant et après renforcement, le tableau 3 illustre les résultats trouvés pour les six premiers modes propres de l'ouvrage.

**Tableau 3.** Comparaison entre les résultats ANSYS / Expérimental

| Mode | Fréquence avant renforcement |               | Fréquence après renforcement |               |
|------|------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
|      | ANSYS 11                     | Expérimentale | ANSYS 11                     | Expérimentale |
| 1    | 3.68                         | 3.94          | 4.06                         | 4.05          |
| 2    | 5.06                         | 4.55          | 5.47                         | 4.67          |
| 3    | 6.00                         | 4.89          | 6.48                         | 5.00          |
| 4    | 7.96                         | 5.03          | 8.59                         | 5.07          |
| 5    | 11.12                        | 6.72          | 11.97                        | 6.93          |
| 6    | 11.33                        | 7.36          | 12.23                        | 7.36          |

Avant le renforcement du pont par matériaux composites, les fréquences montrent une bonne concordance dans l'analyse par éléments finis avec l'épreuve expérimentale dont la fréquence du premier mode pour le modèle ANSYS est de l'ordre 3.68 Hz, pendant que la fréquence de l'épreuve expérimentale est 3.94 Hz, avec une différence de l'ordre 38%. Le deuxième mode présente une différence juste de 1.25% qui acceptable.

Après le renforcement, l'accord devient excellent avec des valeurs de l'ordre 4.00 Hz pour le premier mode du modèle et 4.05 Hz pour l'expérimental, soit une dispersion de 1.25%. La même remarque peut être généralisée pour les autres modes Ce qui montre que notre modèle choisi est largement satisfaisant.

Les valeurs calculées numériquement à l'aide du modèle ANSYS 11 en éléments finis sont relativement comparables à celles mesurées expérimentalement pour les trois premiers modes. Cependant, le modèle en élément finis s'avère trop rigide. Ainsi, il y a lieu de modifier le schéma statique du pont pour obtenir une fréquence numérique aussi proche que possible de celle obtenue expérimentalement.

## 5. CONCLUSION

Suite aux résultats obtenus de la modélisation des deux ponts, l'un renforcé par matériaux composites à base de fibres de carbone et l'autre non renforcé, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux composites contribuent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité.
- Les fréquences obtenues par en éléments finis, modèle ANSYS 11, sont relativement comparables à celles mesurées expérimentalement.
- Les matériaux composites absorbent bien les chocs et les vibrations dont elles sont soumises qui soumise les ponts comme les séismes, et d'autres vibrations.
- Le modèle numérique montre une rigidité peu plus que les données de test de l'étude expérimental. Les effets de l'adhérence entre le béton et l'acier d'armature et les microfissures se produisent dans le pont a été exclue dans les modèles éléments finis ce qui contribue à la rigidité plus élevé des modèles éléments finis.
- Comme l'analyse du modèle de pont par les logiciels SAP 2000 et ANSYS est respectivement linéaire et non linéaire, L'ANSYS présente une meilleure performance par rapport au SAP 2000 respectivement.

## Bibliographie

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge design specifications. 2nd ed. Washington, DC: AASHTO; 1998.
- [2] Aref AJ. A novel fiber reinforced composite bridge structural system, Ph.D. Dissertation, The University of Illinois at Urbana-Champaign;1997.
- [3] Ashby MF. Overview no. 92 – materials and shape. Acta Metall Mater 1991;39(6):1025–39.
- [4] Bakeri PA, Sunder SS. 'Concepts for hybrid FRP bridge deck systems', Serviceability and durability of construction materials. In: Proceedings of the first materials engineering congress, Denver, Colorado, ASCE, vol. 2, August 13–15, 1990. p. 1006–15.
- [5] Busel JP, editor. Product selection guide: FRP composite products forbridge applications. 1st ed. The Market Development Alliance of theFRP Composites Industry, Harrison, NY; 2000.
- [6] M.Abdessamed, A.Bali, . Innovative design of FRP combined with concrete: short-term behavior. 2011;121(7):1069–78.
- [7] Federal Highway Administration, and Federal Transit Administration. 2003 Status of the Nation's highways, bridges and transit: conditions and performance-report to congress, 2003 [accessed 03.10.03].
- [8] Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.3, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc; 2002.

- [9] Hillman JR, Murray TM. 'Innovative floor systems for steel framed buildings', Mixed structures, including new materials. In: Proceedings of IABSE symposium, Brussels, Belgium, IABSE, Zurich, vol. 60; 1990. p. 672–5.
- [10] Kitane Y, Aref A. Static and fatigue testing of hybrid fiber-reinforced polymer–concrete bridge superstructure. *J Compos Constr* 2004;8(2):182–90.
- [11] Mirmiran A, Shahawy M, Beitleman T. Slenderness limit for hybrid FRP–concrete columns. *J Compos Constr* 2001;5(1):26–34.
- [12] Seible F, Karbhari VM, Burgueno R, Seaberg E. 'Modular advanced composite bridge systems for short and medium span bridges', Developments in short and medium span bridge engineering '98. In: Proceedings of the 5th international conference on short and medium span bridges, Calgary, Canada, Canadian Society of Civil Engineers, 1998. p. 431–41.
- [13] Van Erp G, Heldt T, McCormick L, Carter D, Tranberg C. An Australian approach to fibre composite bridges, Fibre composites design and development, University of Southern Queensland, Toowoomba,
- [15] Nguyen Tien Duong, Modélisation du délaminage des composites sous chargement complexe par éléments métis» maître en sciences appliquées de l'université de liège ingénieur civil génie mécanique de l'institut polytechnique de hanoi, vietnam.
- [16] Amer M. Ibrahim "finite element modeling of reinforced concrete beams strengthened with frp laminates" asst. prof, college of engineeringdiyala university, iraq 2009
- [17] D Kachlakev "finite element analysis of historic bridge strengthened with frp laminate", california polytechnic state university, USA, 2000.

## ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT SELON LE CODE BAEL DES POUTRES EN TE RENFORCEE EN FLEXION PAR COLLAGE EXTERNE DES PLAQUES COMPOSITES

RABIA BENFERHAT<sup>1</sup>, TAHAR HASSAINE DAOUADJI<sup>2,3</sup>, ABDELOUAHED TOUNSI<sup>3</sup>

<sup>1</sup> UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI CHLEF, ALGERIE, rabiebenferhat@yahoo.fr.

<sup>2</sup> UNIVERSITE IBN KHALDOUN, TIARET, ALGERIE, daouadjitah@yahoo.fr.

<sup>3</sup> UNIVERSITE DE SIDI BEL ABBES, ALGERIE, tou\_abdel@yahoo.com.

### Thème N° 6 : Vulnérabilité, pathologie et réhabilitation des structures et des ponts endommagés;

#### Résumé

*La technique de renforcement et/ou de réparation des ouvrages en béton armé par collage de matériaux composites est utilisée avec succès. Dans cette optique, nous nous proposons d'apporter une contribution à l'analyse du comportement des poutres en béton armé renforcées en flexion par collage de plaque en matériaux composites. Dans ce contexte, une étude analytique portant sur l'évaluation du gain en résistance des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites ainsi que les paramètres influençant le comportement en rigidité et de contribuer à l'amélioration des règles de dimensionnement des poutres en béton armé réparées en flexion par composites. L'ensemble des résultats a mis clairement en évidence l'influence du composite en particulier sur la capacité portante des poutres qui peut être augmentée et peut contribuer à la réparation rapide et efficace des structures, comme elle peut aussi rendre aux éléments porteurs leur résistance, leur rigidité et leur portance.*

**Mots –Clés :** Réparation, Renforcement, Cisaillement, Matériaux Composites, Fibres de Carbone, Béton Armé.

#### 1. INTRODUCTION

Les structures en béton armé sont toujours dimensionnées pour une sollicitation donnée et un comportement choisi. Ils sont exécutés conformément aux plans. Les hypothèses originales admises peuvent ne plus être valables au cours de la vie de l'ouvrage, et cela pour diverses raisons dont: La modification de l'affectation de l'ouvrage, l'altération des matériaux de construction et de l'armature interne, les séismes ou incendies, la modification des normes sur les actions, les sécurités, etc. Une évaluation de l'état est la condition impérative pour élaborer un concept général de remise en état. Le renforcement des structures en béton armé est l'une des méthodes curatives utilisées pour la réhabilitation des structures afin d'en assurer la sécurité et le prolongement de la durée de vie. La technique de renforcement par collage externe de composite à fibres de carbone peut contribuer à la réparation rapide et efficace des structures, comme elle peut aussi rendre aux éléments porteurs leur résistance, leur rigidité et leur portance. Le but de la présente recherche est d'analyser une méthodologie de dimensionnement des poutres en béton armé renforcées par des lamelles en matériaux composites afin d'augmenter la capacité portante en assurant un meilleur comportement de ces éléments.

Les méthodes analytiques utilisées pour prédire le dimensionnement d'éléments renforcées par des matériaux composites reposent sur les hypothèses conventionnelles du béton armé. Cependant, il convient de les adopter en prenant en compte le composite. Pour le calcul, en plus des hypothèses conventionnelles du béton armé, on suppose : une adhérence parfaite des lamelles de renforcement au béton (c'est-à-dire aucun glissement relatif des lamelles FRP par rapport au béton) et un comportement élastique linéaire des lamelles FRP.

## 2. DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE EN TÉ RENFORCÉE EN FLEXION PAR COMPOSITES CFRP

Certaines propriétés des matériaux composites ont conduit le secteur du bâtiment à les considérer pour le renforcement d'ouvrages d'art. Il est intéressant de pouvoir remplacer le renforcement traditionnel par des matériaux composites relativement inertes à l'oxydation. Les expériences menées jusqu'à présent utilisent des matériaux composites en fibres de verre, en fibres de carbone ou en fibres d'aramide. Les matériaux composites utilisés pour le renforcement de poutres se présentent, généralement, sous la forme de tissus ou de plaques stratifiées préalablement fabriquées. Les comportements observés avec ce type de renforcement sont plus performants que ceux des poutres renforcées par des tôles en acier. Ainsi, l'amélioration de la durée de vie de l'ouvrage est due aux propriétés des composites : la rigidité (pour les fibres en carbone), la résistance mécanique, la résistance à la corrosion et l'étanchéité. De plus, ces matériaux permettent une conception du renfort plus adaptée au besoin de la structure grâce à des procédés qui se prêtent bien à la notion de réparation.

L'objet de la présente étude est de développer une approche analytique pour le dimensionnement d'une section en T en béton armé renforcée en flexion au moyen de matériaux composites (PRFC: polymère renforcé en fibre de carbone), et faire ressortir les effets des différents paramètres qui influent sur le dimensionnement du renfort. Cette recherche est basée sur le concept de la méthode BAEL [4] des sections en T en béton armé soumises à la flexion simple aux états limites ultimes. Elle a pour hypothèses:

- Le béton dans sa partie tendue est négligé.
- Les sections droites avant déformation restent droites après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures d'aciers et le béton (condition de compatibilité des déformations).
- Pas de glissement relatif entre le matériau composite et le béton (condition de compatibilité des déformations).

### 2.1. Dimensionnement et vérification

Pour le dimensionnement d'une section en T renforcée par composite CFRP on procédera à la démarche suivante:

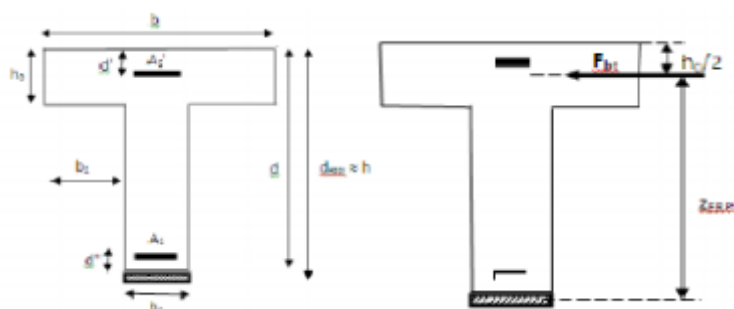


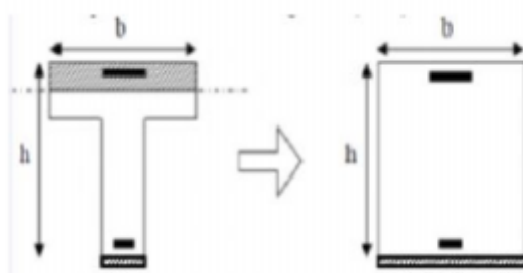
Figure 1. Section en T d'une poutre en béton armée renforcée en flexion par CFRP

$$\left. \begin{array}{l} N_{bc} = K_1 f_{bc} b h_0 \\ N_s = A_s \sigma_s \\ z_{FRP} = h - \frac{h_0}{2} \end{array} \right\} \rightarrow M_t = K_1 f_{bc} b h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) - A_s \sigma_s (h - d) \quad (01)$$

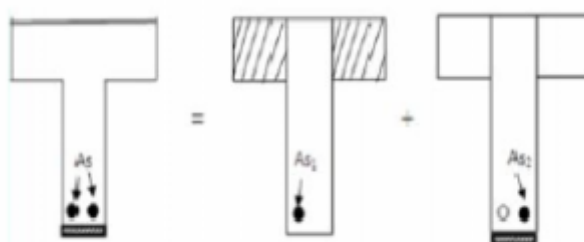
1<sup>er</sup> cas: Si  $M_u \leq M_t$  : La table n'est pas entièrement comprimée. Le dimensionnement du composite sera identique à une section rectangulaire ( $b \times h$ ), avec:  $d_{FRP} = h$ .



2<sup>ème</sup> cas: Si  $M_u \geq M_t$  : La table est entièrement comprimée. Le dimensionnement du composite sera en décomposant la section en T de la manière suivante :



Cas 1:  $M_u \leq M_t$



Cas 2:  $M_u \geq M_t$

Le moment équilibré par les débords:

$$M_d = 2 \left[ \frac{b - b_0}{2} \right] h_0 k_1 f_{cv} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (2)$$

$$M_d = (b - b_0) h_0 k_1 f_{cv} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (3)$$

$$A_{s1} = \frac{M_d}{\sigma_s \left( d - \frac{h_0}{2} \right)} \quad (4)$$

Le moment équilibré par la section  $b_0$ ;  $h$ : le moment résiduel sera:

$$M_R = M_u - M_d \quad (5)$$

$$A_{s2} = A_s - A_{s1} \quad (6)$$

## 2.2. Dimensionnement de la plaque CFRP selon le code BAEL

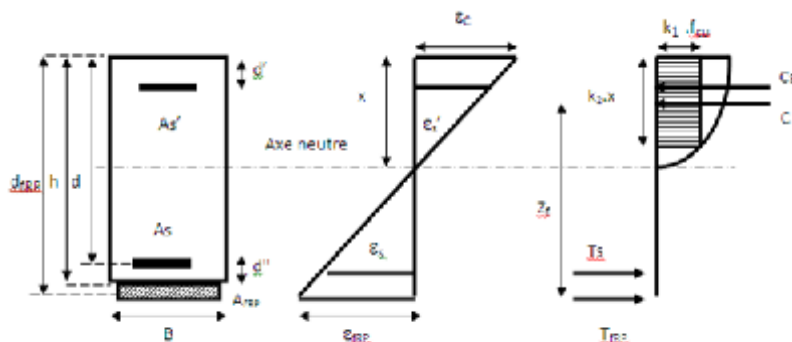


Figure 2. Diagramme des distributions des déformations, des contraintes et des forces

Considérons les triangles semblables du diagramme des déformations (figure 2):

$$\varepsilon_{s2} = \frac{d-x}{x} \varepsilon_c \quad \varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} \varepsilon_c \quad \varepsilon_{FRP} = \frac{d_{FRP}-x}{x} \varepsilon_c \quad (7)$$

Nous pouvons déterminer un paramètre  $\alpha$  caractéristique de l'état de déformation de la section par:

$$\alpha = \frac{x}{d_{FRP}}$$

L'équilibre des forces :

$$C + C_s = T_{s2} + T_{FRP} \Rightarrow k_1 k_2 f_{cu} b_0 x + A_s' \sigma_s' = A_{s2} \sigma_s + A_{FRP} \sigma_{FRP} \quad (8)$$

Par l'équilibre des moments et si on prend  $d_{FRP} = h$  et soit  $M_u$  le moment de flexion;

$$M_R = k_1 k_2 f_{cu} b_0 x z_{FRP} + A_s' \sigma_s' (d_{FRP} - d') - A_{s2} \sigma_s (d_{FRP} - d) \quad (9)$$

$$M_R = A_{FRP} \sigma_{FRP} z_{FRP} + A_s' \sigma_s' (0.5 k_2 x - d') + A_{s2} \sigma_s (z_{FRP} - d'') \quad (10)$$

Le bras de levier  $z_{FRP}$  est égal à :

$$z_{FRP} = d_{FRP} - 0.5 k_2 x - d_{FRP} (1 - 0.5 k_2 \alpha) \quad (11)$$

Avec:

$$x = \alpha d_{FRP} \quad (12)$$

Si nous reprenons l'expression ci-dessus (9):

$$M_R = k_1 k_2 f_{cu} b_0 x z_{FRP} + A_S' \sigma_S' (d_{FRP} - d') - A_{S2} \sigma_S (d_{FRP} - d) \quad (13)$$

Ou encore:

$$M_R = A_{S2} \sigma_S (d_{FRP} - d) - A_S' \sigma_S' (d_{FRP} - d') - k_2 \alpha (1 - 0.5 k_2 \alpha) \frac{b_0 d_{FRP}^2}{k_1 f_{cu}} \quad (14)$$

L'expression du moment réduit sera :

$$\mu = \frac{M_R - A_S' \sigma_S' (d_{FRP} - d') + A_{S2} \sigma_S (d_{FRP} - d)}{b_0 d_{FRP}^2 k_1 f_{cu}} - k_2 \alpha (1 - 0.5 k_2 \alpha) \quad (15)$$

$\mu$ : s'exprime également par une équation du second degré en  $\alpha$  qui une fois résolu nous donne:

$$\alpha = \frac{k_2 - \sqrt{k_2^2 - 2 k_2^3 \mu}}{k_2^2} \quad (16)$$

On pose:

$$\beta = 1 - 0.5 k_2 \alpha \quad (17)$$

Le bras De levier  $z_{FRP}$  est égal à:

$$z_{FRP} = d_{FRP} \cdot \beta \quad (18)$$

La position de l'axe neutre est définie par:

$$x = \alpha \cdot d_{FRP} \quad (19)$$

Enfin la section du renfort en composite FRP sera:

$$A_{FRP} = \frac{M_R - A_S' \sigma_S' (z_{FRP} - d') - A_S \sigma_S (0.5 k_2 x - d')}{\sigma_{FRP} \cdot z_{FRP}} \quad (20)$$

Avec:

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP} \cdot \varepsilon_{FRP} \quad ; \quad \varepsilon_{FRP} = \frac{d_{FRP} - x}{x} \varepsilon_C \quad (21)$$

### 2.3. Validation de la présente méthode

La présente méthode a été validées par une comparaison des résultats numériques obtenus avec le modèle du André Picard et al 1995 [1] et avec Hayder A. Rasheed 2003 [2], avec  $M_u=21117\text{KN.m}$ . Nous pouvons constater que les résultats obtenus à partir de la présente méthode coïncident avec ceux ci pour le dimensionnement de la section en Té renforcée par une plaque en composite comme c'est illustré dans le tableau de comparaison.

**Tableau 1.** Caractéristiques et propriétés mécanique des matériaux utilisées.

| Béton | Acier | Composite |
|-------|-------|-----------|
|-------|-------|-----------|

|  |                          |   |   |   |  |  |
|--|--------------------------|---|---|---|--|--|
| $f_{cu}=30\text{MPa}$<br>$\epsilon_{bc}=0.003$ | $k_1=0.85$<br>$k_2=0.85$ | $b=3500\text{mm}$<br>$b_0=1200\text{mm}$<br>$h=1200\text{mm}$ | $E_s=20.10^4\text{MPa}$<br>$\sigma_e=400\text{MPa}$ | $A_s=44800\text{mm}^2$<br>$A_s=4800\text{mm}^2$ | $d=1100\text{mm}$<br>$d'=d''=100\text{mm}$ | $E_{FRP}=20.10^3\text{MPa}$<br>$\sigma_{FRP}=250\text{MPa}$<br>$\epsilon_{FRP}=0.0125$<br>$M_U=21117\text{KN.m}$ |
|--|--------------------------|---|---|---|--|--|

La comparaison des calculs sont présentées dans le **tableau 2** pour un modèle d'une poutre en T en béton armé renforcée par composite en CFRP.

**Tableau 2.** Comparaison des résultats de la présente méthode avec les différentes modèles.

| Modèle de calcul                 | La section du composite $A_{FRP}$ ( $\text{mm}^2$ ) |
|----------------------------------|---|
| Modèle Picard et al 1995 [1]     | 15750   |
| Modèle Hayder A.Rasheed 2003 [2] | 15932   |
| Présente méthode «code BAEL »    | 15455.74  |

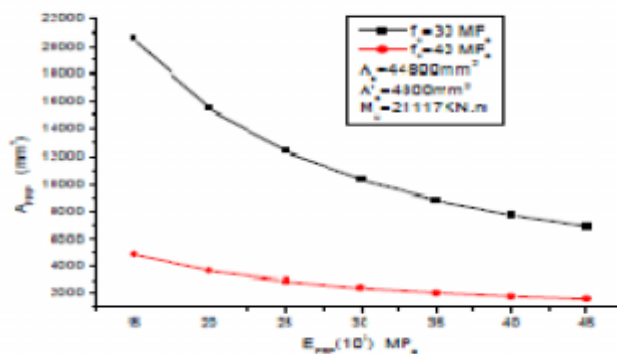
## 2.4. Paramètre influant sur le dimensionnement en flexion

On s'intéresse dans cette étude sur l'influence des différents paramètres sur le dimensionnement dans une poutre en T en béton armé non endommagée renforcée par une plaque en matériaux composites.

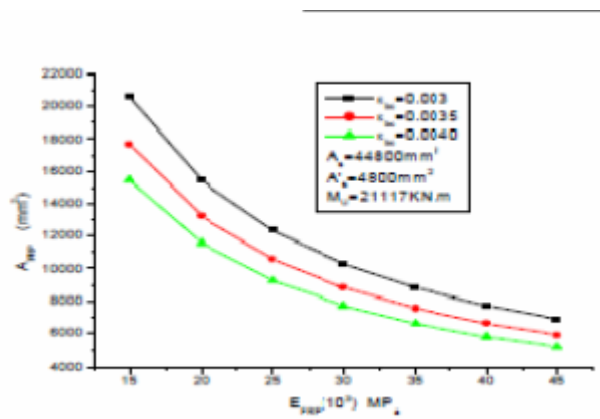
### 2.4.1. Effet de la résistance caractéristique $f_{cu}$ et la déformation unitaire du béton $\epsilon_{bc}$

L'effet de la résistance caractéristique du béton sur le dimensionnement d'une poutre en T en béton armé renforcée en flexion par une plaque en composite est illustré dans la **figure 3**. Nous pouvons constater que la résistance caractéristique du béton influe sur le dimensionnement et nous pouvons enregistrer des sections de composite plus grande lorsque la résistance caractéristique du béton diminue.

La **figure 4** montre l'influence de la variation de déformation unitaire du béton sur le dimensionnement de la poutre précédente qui diminue avec l'accroissement de la déformation unitaire du béton.



**Figure 3.** Effet de la résistance caractéristique du béton sur le dimensionnement d'une poutre en Té en béton armé non endommagée renforcée en flexion par une plaque en composite CFRP

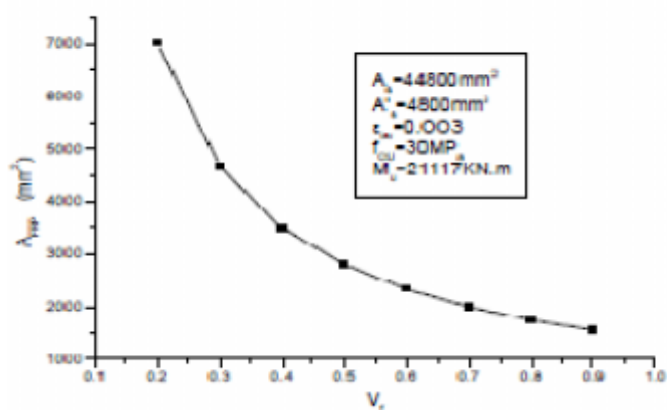


**Figure 4.** Effet de la déformation unitaire du béton sur le dimensionnement d'une poutre en Té en béton armé non endommagée en flexion renforcée par une plaque en composite CFRP

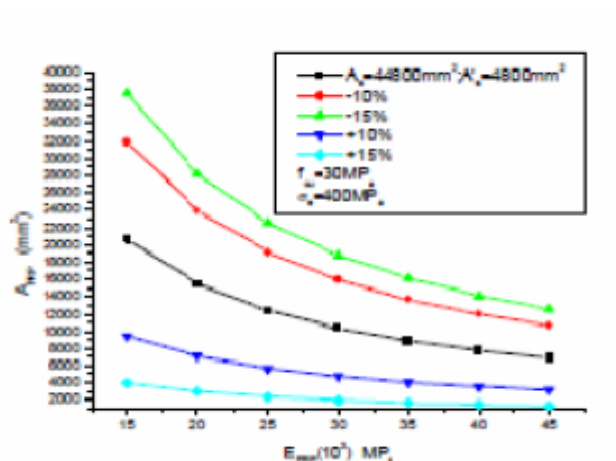
#### 2.4.2. Effet de la fraction volumétrique des fibres et le taux de renforcement intérieur en acier

A partir de la **figure 5** nous pouvons constater que, plus on augmente la fraction volumétrique des fibres, plus la section du composite devient faible et cela revient sur la résistance et le module de Young des fibres.

La **figure 6** montre l'influence de la variation du taux de renforcement pour une poutre en Té en béton armé sur le dimensionnement du composite CFRP. Nous pouvons enregistrer que la section du renfort diminue dans une poutre sur armée et croisse si elle est sous-armée.



**Figure 5.** Effet de la fraction volumétrique des fibres sur le dimensionnement d'une poutre en Té en béton armé renforcée par une plaque en composite



**Figure 6.** Effet du taux de renforcement sur le dimensionnement d'une poutre en T en béton armé renforcée par CFRP

### 3. CONCLUSION

L'objet de la présente recherche été le renforcement et la réparation des ouvrages en béton armé par collage de matériaux composite. Cette recherche vient de confirmer et de compléter certains points précédemment menés sur le sujet de réhabilitation des ouvrages en béton armé. Le collage de plaque de matériaux composites sur les surfaces tendues ou les surfaces latérales est un moyen très efficace pour renforcer ou réparer des structures en béton armé. La présence de matériaux composites sur les surfaces tendues améliore considérablement la résistance ultime et la raideur structurale de poutres renforcées en diminuant la propagation de fissures, particulièrement en cas d'une poutre faiblement ou moyennement armée en partie tendue. Le problème consiste à l'association de matériaux de nature et de comportement différents : fragile pour le béton en traction et pour le composite, ductile pour l'acier d'armature. La méthode analytique présentée ici, dont l'objectif est de prévoir la section des lamelles FRP d'une poutre renforcée soumise à un moment de flexion. Ceci résulte de l'hypothèse d'une rupture en traction des lamelles afin d'obtenir une capacité en flexion maximale. Mais le calcul s'accompagne d'une intégration de différents paramètres qui influent sur le dimensionnement. Les méthodes de calcul de type réglementaire aux états limites de services et à l'état limite ultime de résistance de poutres renforcées sous chargement de flexion sont basées sur les hypothèses conventionnelles du béton armé. La procédure de dimensionnement en flexion fait appel à de nombreux coefficients de sécurité, d'une part lors du dimensionnement des lamelles à l'état limite ultime de résistance, d'autres part lors des vérifications des contraintes l'état limite de service.

### Bibliographie

- [1] Picard A. Massicotte B., Boucher E. (1995), Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study. Composite structures 33., pp. 63-75.
- [2] Hayder A. Rasheed, Shariq Pervaiz. (2003), closed form equations for FRP flexural strengthening design of RC beams. Science Direct, Composites: Part B 34.,pp. 539-550.
- [3] Ashour A.F. (2002), Size of laminate to strengthen reinforced concrete sections in flexure. Structure & building 152.
- [4] BAEL91. (1992), règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

## USING THE FINITE DIFFERENCE METHOD FOR THE CALCULATION OF STRESSES IN THE REPAIR OF BEAMS WITH FRP PLATES

**Khalil Belakhdar<sup>(1)</sup>, Nassim Kernou<sup>(1)</sup>, Yeghnem Reda<sup>(1)</sup>, Yazid Harbit<sup>(1)</sup>, Adda Bedia, Tounsi A et Bougunina Otbi<sup>(2)</sup>,**

<sup>1</sup>Departement de génie civil et Hydraulique, Université de Saida, Algérie (nassimkernougeniecivil@yahoo.fr)

<sup>2</sup>Departement de génie civil, Université de Sidi Bel Abbès.

**Abstract:** Severe aging and deterioration of the transportation infrastructure has motivated extensive research in developing structural repair techniques using FRP or steel plates. As a result, previous researchers have developed several analytical methods to predict the interface performance of bonded repairs. An important feature of the reinforced beam is the significant stress concentration in the adhesive at the ends of FRP plate. In this paper, a numerical solution using finite – difference method is used to calculate the interfacial stress distribution in beams strengthened with FRP plate having a tapered ends. These latter, can significantly reduce the stress concentrations. Numerical results from the present analysis are presented to demonstrate the advantages of use the tapers in design of strengthened beams.

**Keywords:** Plate bonding; FRP composite; Interfacial stresses; Repaired beam; Design; Taper

### 1. INTRODUCTION

Over the past several decades, extensive research and development in the field of materials engineering and science have been carried out with fibre – reinforced plastic (FRP) composites leading to a wide range of practical applications [1, 2]. As a nation's infrastructure ages, one of the major challenges the construction industry faces is that the number of deficient structures continues to grow. The applications of using externally bonded FRP plates to reinforced concrete (RC) or steel structures have shown that the technique is sound and efficient and offers a practical solution to this pressing problem. Retrofitting using externally bonded plates is quick, easy with respect to material handling, causes minimal site disruption and produces only little changes in section size. In recent years, many studies have been carried out on the behaviour and strength of such retrofitting method [3 – 15]. However, the disadvantage of this technique is that the strengthened members are susceptible to stresses concentration near the plate end, which may cause a total debonding between the member and the FRP plate. Some researchers note that reducing the FRP or steel plate thickness near the plate end is an effective method to minimize the interfacial stresses [10].

As a further development of the solutions by Stratford [10], Smith [9] and Tounsi [12], this paper presents a simple numerical solution for obtaining the shear and the normal stresses in the adhesive layer of a retrofitted beam under externally loads. The method can be used to design strengthened beams with section properties that change along the beam such as tapered plates. Finally, a parametric study was conducted to compare the results of models with different geometries.

### 2. THEORETICAL APPROACHE

The derivation of the present solution is described in terms of adherends 1 and 2, where adherend 1 is the beam and adherend 2 is the soffit plate (Fig 1). The assumptions adopted in the present solution are summarized below:

1. The beam, adhesive, and FRP materials behave elastically, linearly, and isotropically.
2. The shear stress in the interface is proportional to the shear slip.
3. Since the thickness of the adhesive layer is small, both the shear and peeling stresses in the adhesive are assumed constant across its thickness.
4. The two bonded bodies have the same bending curvature at the same section. This assumption is not made in the peel stress solution.

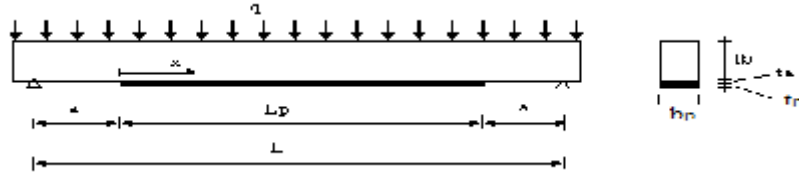


Fig. 1. Simply supported beam strengthened with bonded FRP plate

### 2.1. Equilibrium and constitutive relationships in the beam and plate

A differential segment of plated beam is shown in Fig. 2, where the interfacial shear and normal stresses are denoted by  $\tau(x)$  and  $\sigma(x)$ , respectively.

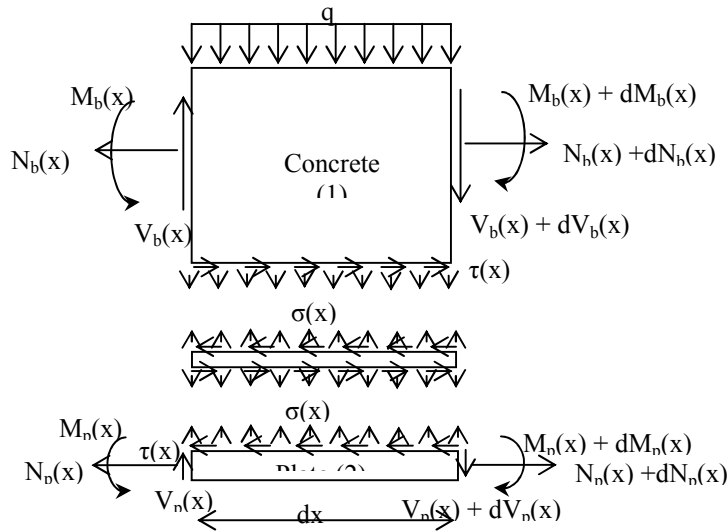


Fig. 2. Forces in infinitesimal element of a soffit – plated beam

Fig. 2 also shows the positive sign convention for the bending moment, shear force, axial force and applied loading. Consideration of equilibrium gives:

$$N_b = -N_p \text{ and } M_b = N_p z - M_p \quad (1)$$

Where  $z$  is the lever arm between the centroids of the plate and the beam

$$z = \frac{t_b}{2} + t_a + \frac{t_p}{2} \quad (2)$$

Where  $t_b$ ,  $t_p$  and  $t_a$  are the depth of beam, plate and the thickness of adhesive. The subscripts  $b$ ,  $p$  and  $a$  denote beam, plate and adhesive, respectively.

The strains at the base of the beam and the top of the plate are given as:

$$\epsilon_b(x) = -\frac{t_b}{2E_b I_b} M_b(x) + \frac{N_b(x)}{E_b A_b} \quad (3)$$

$$\epsilon_p(x) = \frac{t_p}{2E_p I_p} M_p(x) + \frac{N_p(x)}{E_p A_p} \quad (4)$$

Where  $E$  is the elastic modulus,  $A$  the cross – sectional area, and  $I$  is the second moment of area.

The curvature  $\psi$  in the beam and the plate can be expressed as:

$$\psi_p = \frac{M_p}{E_p I_p}, \quad \psi_b = \frac{M_b}{E_b I_b} = \frac{N_p z - M_p}{E_b I_b} \quad (5)$$

### 2.2. Equilibrium and constitutive relationships across the adhesive joint

The mean shear stress  $\tau(x)$  and peel stress  $\sigma(x)$  acting across the adhesive joint are assumed to act about the mid – plane of the adhesive layer. By considering equilibrium of a short length of the plate (Fig. 2):



$$\tau(x) = \frac{1}{b_a} \frac{dN_p}{dx} \quad (6)$$

Where  $b_a$  is the width of the adhesive layer.

$$V_p = -\frac{dM_p}{dx} + \frac{t_p}{2} \frac{dN_p}{dx} \quad (7)$$

$$\sigma(x) = \frac{1}{b_a} \frac{dV_p}{dx} \quad (8)$$

The constitutive response of the adhesive is described by

$$\gamma_a = \frac{\tau(x)}{G_a} = \frac{1}{b_a G_a} \frac{dN_p}{dx}, \quad \epsilon_a = \frac{\sigma(x)}{E_a} \quad (9)$$

### 2.3. Shear compatibility of adhesive layer

The shear stress,  $\tau(x)$ , across the adhesive interface is determined by examining shear compatibility across the adhesive joint. The shear strain  $\gamma_a$  in the adhesive layer can be written as

$$\gamma_a = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (10)$$

Where  $u$  and  $v$  are the horizontal and vertical displacements respectively at any point in the adhesive layer. Assuming that the displacement field varies linearly through the adhesive layer, the average shear strain in the adhesive layer is given by:

$$\gamma_a = \frac{u_p - u_a}{t_a} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv_p}{dx} + \frac{dv_b}{dx} \right) \quad (11)$$

Where  $u_p$  and  $u_b$  are the longitudinal displacements at the top of the plate and the base of the beam, respectively.

Differentiating the above expression with respect to  $x$  gives:

$$t_a \frac{d\gamma_a}{dx} = \epsilon_p - \epsilon_b + \frac{t_a}{2} (\psi_p + \psi_b) \quad (12)$$

Where  $\psi = d^2v/dx^2$  is the curvature in the beam and the plate.

Substituting for the strains using the constitutive relationships (Eqs. (1), (3), (4), (5) and (9)) gives the compatibility equation for shear strain across the adhesive interface

$$\frac{t_a}{b_a G_a} \frac{d^2 N_p}{dx^2} = \left( \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_b A_b} \right) N_p + \frac{t_p + t_a}{2 E_p I_p} M_p + \frac{t_b + t_a}{2 E_b I_b} (N_p z - M_p) \quad (13)$$

The unknown variables,  $N_p$  and  $M_p$  are coupled. To simplify the solution, the difference between the beam and plate curvatures is assumed negligible for the purposes of determining  $N_p$  :

$$\psi_p = \frac{M_p}{E_p I_p} = \frac{N_p z - M_p}{E_b I_b} = \psi_b \quad (14)$$

Hence

$$\psi_p = \psi_b = \frac{N_p z}{E_p I_p + E_b I_b} \quad (15)$$

$M_p$  can now be eliminated from Eq. (13), giving the governing equation for  $N_p$

$$-f_1 \frac{d^2 N_p}{dx^2} + f_2 N_p = 0 \quad (16)$$

Where

$$f_1 = \frac{t_a}{G_a b_a}, \quad f_2 = \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{z^2}{E_p I_p + E_b I_b} \quad (17)$$

#### 2.4. Normal adhesive stress

The normal stress  $\sigma(x)$  is found by examining the through – thickness strain,  $\epsilon_a$  in the adhesive, the difference in vertical displacement across the adhesive joint:

$$\epsilon_a = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{v_p - v_b}{t_a} \quad (18)$$

Rewriting in terms of stress and differentiating twice with respect to  $x$

$$\frac{t_a}{E_a} \frac{d^2 \sigma}{dx^2} = \psi_p - \psi_b \quad (19)$$

Substituting for the curvatures using Eq. (5) gives the compatibility equation for normal stress:

$$\frac{t_a}{E_a} \frac{d^2 \sigma}{dx^2} = \frac{M_p}{E_p I_p} - \frac{N_p z - M_p}{E_b I_b} \quad (20)$$

Using Eqs. (7) and (8), the equation (20) can be rewritten as

$$a_1 \frac{d^4 M_p^*}{dx^4} + a_2 M_p^* = a_3 N_p \quad (21)$$

Where

$$a_1 = \frac{t_a}{E_a b_a}, \quad a_2 = \frac{1}{E_p I_p} + \frac{1}{E_b I_b}, \quad a_3 = \frac{z - t_p / 2}{E_b I_b} - \frac{t_p}{2 E_p I_p} \quad (22)$$

And  $M_p^*$  is the transformed moment about the plate – adhesive interface,

$$M_p^* = M_p - \frac{t_p}{2} N_p \quad (23)$$

### 3. Interfacial stresses with taper

The governing differential equations for shear stress (Eq. (16)) and normal stress (Eq. (21)) are valid for plated beams with geometric and material properties that vary along its length, however, the coefficients ( $f_2$ ,  $a_2$  and  $a_3$ ) vary in  $x$ , and a closed form solution is not possible. A finite – difference method can be used to find the adhesive stresses for cases with varying section properties.

A finite – difference solution using constant node spacing,  $\Delta$ , is outlined below. The nodes are numbered  $i = 1 \dots n$  (from  $x = 0$  to  $x = L/2$ , the centre of the beam). Virtual nodes ( $-1, 0, n + 1, n + 2$ ) are used to allow derivatives to be defined at nodes 1 and  $n$ . Superscripts are used to define node numbers in the following equations.

#### 3.1. Shear stress with taper

The governing equation for the plate force (Eq. (16)) can be written at each node ( $i = 1 \dots n$ ) along the beam:

$$-f_1 \frac{N_p^{i-1} - 2N_p^i + N_p^{i+1}}{\Delta^2} + f_2^i N_p^i = 0 \quad (24)$$

Considering the boundary conditions:

1. Due to symmetry, the shear stress at mid – span is zero ( $\tau = dN_p / dx = 0$ ), i.e.

$$\frac{N_p^{n+1} - N_p^{n-1}}{2\Delta} = 0 \quad (25)$$

2. The axial force in the plate at position  $x = 0$  is zero.

$$(26)$$

$$N_p^1 = N_p \Big|_{x=0} = 0$$

These  $n + 2$  simultaneous equations are solved explicitly to find the plate force at each of the  $n + 2$  nodes. An implicit solution method (for example, by varying the shear stress at node 1 so as to satisfy boundary condition (25) at node  $n$ ) will not be successful, due to the sensitivity of conditions at node  $n$  to small changes at node 1. The shear stress distribution follows from Eq. (6):

$$\tau^i = \frac{1}{b_a^i} \frac{N_p^{i+1} - N_p^{i-1}}{2\Delta} \quad (27)$$

### 3.2. Normal stress with taper

A fourth – order finite – difference solution is required to find the transformed plate moment. The governing equation for normal stress (Eq. (21)) is written at each node ( $i = 1 \dots n$ ) along the beam:

$$a_1 \frac{M_p^{*(i-2)} - 4M_p^{*(i-1)} + 6M_p^{*i} - 4M_p^{*(i+1)} + M_p^{*(i+2)}}{\Delta^4} + a_2^i M_p^{*i} = a_3^i N_p^i \quad (28)$$

At the end of plate, the bending moment and shear force are known. Hence, the boundary conditions can be written as:

1. Boundary condition (1): the applied bending moment and the axial force at  $x = 0$  are zero.

$$M_p^{*1} = M_p^* \Big|_{x=0} = 0 \quad (29)$$

2. Boundary condition (2):  $V_p = dM_p^* / dx = V_p \Big|_{x=0}$  at  $x = 0$

$$\frac{M_p^{*(-2)} - 8M_p^{*(-1)} + 8M_p^{*(1)} + M_p^{*(2)}}{12\Delta} = V_p \Big|_{x=0} \quad (30)$$

3. Boundary condition (3):  $V_p = dM_p^* / dx = 0$  at the centre of a symmetric beam:

$$\frac{M_p^{*(n-2)} - 8M_p^{*(n-1)} + 8M_p^{*(n+1)} + M_p^{*(n+2)}}{12\Delta} = 0 \quad (31)$$

4. Boundary condition (4):  $d^3 M_p^* / dx^3 = 0$  at the centre of a symmetric beam:

$$\frac{-M_p^{*(n-2)} + 2M_p^{*(n-1)} - 2M_p^{*(n+1)} + M_p^{*(n+2)}}{2\Delta} = 0 \quad (32)$$

These  $n + 4$  simultaneous equations are solved explicitly for the plate force at each of the  $n + 4$  nodes. The normal stress distribution follows Eqs. (7), (8) and (23):

$$\sigma^i = -\frac{1}{b_a^i} \left[ \frac{-M_p^{*(i-2)} + 16M_p^{*(i-1)} - 30M_p^{*i} + 16M_p^{*(i+1)} - M_p^{*(i+2)}}{12\Delta^2} \right] \quad (33)$$

## 4. Results and discussion

### 4.1. FRP Plate with constant thickness (without taper)

Finite element (FE) analysis has been employed to validate the results of the above procedure. A quadratic brick element is employed in the present calculation. The half of beam is analyzed because of the symmetry. The refined mesh is arranged near the end of the FRP plate.

The geometric and material properties of the beam are shown in Fig. 3 and table 1.

A constant CFRP-plate thickness is analyzed firstly using finite difference method and FE method. The beam was subjected to two cases of loading

1. Uniformly distributed load (UDL)  $q=500\text{kN/m}^2$
2. Mid – point load  $P=500\text{kN}$

The obtained results are compared with an analytical solution carried out by Smith and Teng [9]. Figs. 4 and 5 show the interfacial stresses vs. the distance from the FRP plate end. It is shown that both finite difference solution (FD) and FE calculation are agreeable well with the analytical curve. There are stress concentrations of normal and shear stresses at the end of FRP plate, which cause the interfacial delamination or failure.

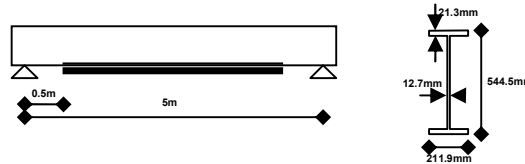


Fig. 3: Geometric properties of the composite beam

Table 1 Dimensions and material properties of the composite beam

| Component      | Width [mm] | Depth [mm] | Young's modulus [GPa] | Poisson's ratio | Shear modulus [Gpa] |
|----------------|------------|------------|-----------------------|-----------------|---------------------|
| Beam           | 211.9      | 544.9      | 210                   | 0.3             | -                   |
| Adhesive layer | 211.9      | 2          | 10                    | 0.3             | 3.7                 |
| FRP plate      | 211.9      | 12         | 310                   | 0.3             | 3.7                 |

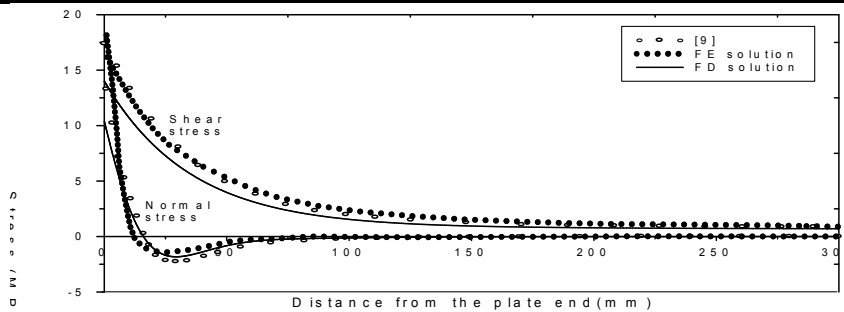


Fig. 4: Comparison of interfacial shear and normal stress for a beam with a bonded FRP soffit plate subjected to a UDL

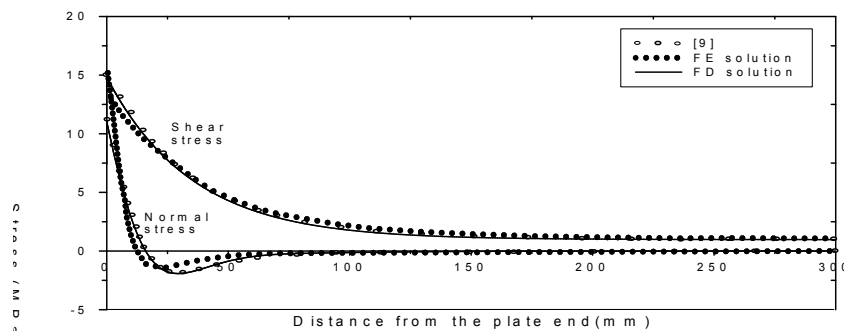


Fig. 5: Comparison of interfacial shear and normal stress for a beam with a bonded FRP soffit plate subjected to a mid – point load.

#### 4.2. FRP Plate with taper

Herein the effect of FRP plate with a generally variable thickness (Fig. 6) is presented. The thickness of the FRP plate  $t_p = t_p(x)$  is described by arbitrary function of the longitudinal coordinate  $x$ ; hence the cross – sectional

area and the second moment of area of the FRP plate,  $A_p(x)$  and  $I_p(x)$ , are also functions of the coordinate  $x$ . Four particular cases are examined.

(a) Type A: constant thickness

$$t_p(x) = t_p \text{ for } 0 \leq x \leq \frac{L}{2} \quad (34)$$

(b) Type B: linear variation

$$t_p(x) = \frac{t_p - t_e}{a}x + t_e \text{ for } 0 \leq x \leq a \quad (35a)$$

$$t_p(x) = t_p \text{ for } a \leq x \leq \frac{L}{2} \quad (35b)$$

(c) Type C: Tangent – parabolic variation

$$t_p(x) = \frac{t_p - t_e}{a^2}x^2 + t_e \text{ for } 0 \leq x \leq a \quad (36a)$$

$$t_p(x) = t_p \text{ for } a \leq x \leq \frac{L}{2} \quad (36b)$$

(d) Type D: Parabolic variation

$$t_p(x) = -\frac{(t_p - t_e)}{a^2}x^2 + 2\frac{(t_p - t_e)}{a}x + t_e \text{ for } 0 \leq x \leq a \quad (37a)$$

$$t_p(x) = t_p \text{ for } a \leq x \leq \frac{L}{2} \quad (37b)$$

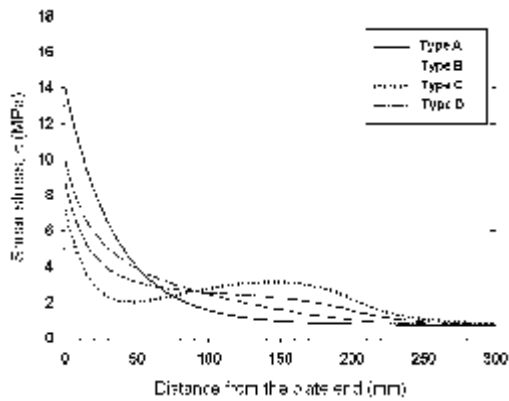


Fig. 6: Thickness patterns of FRP plate.

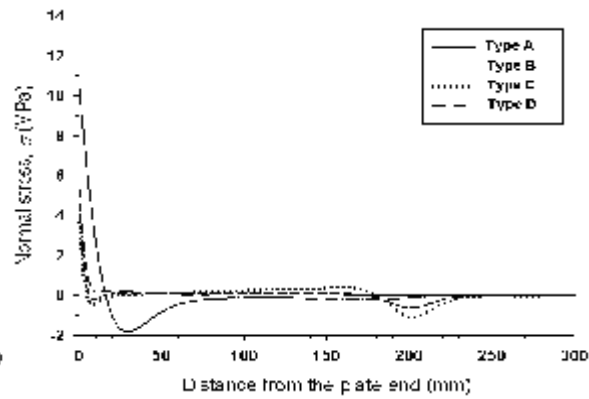
The FRP plate with constant thickness (type A) will be regarded as the reference case. A numerical study is then conducted to supply information on the contribution of the shape of the thickness profile on the reduction of edge interfacial stresses. In this study, the length of the taper is  $a = 200$  mm and the thickness at the end of the tape is  $t_e = 2$  mm. From the results presented in table 2, we can observe that the decrease of the thickness of the FRP plate in the edge region leads to a reduction in the edge stresses. We can also conclude that FRP plate of type C gives an important reduction in edges interfacial stresses. Figures 7 and 8 describe the typical stress field to clarify the comparison of the results with those of the reference case (FRP plate with constant thickness). Hence, reducing the thickness of the FRP plate in the edge region may be considered as an effective way for reducing the magnitude of the edge stresses involved.

Table 2 Interfacial edge stresses for different shape of taper

|        | Max shear stress $\tau$ [MPa] | Max normal stress $\sigma$ [MPa] | $\frac{(\tau_{TypeA} - \tau)}{\tau_{TypeA}}$ [%] | $\frac{(\sigma_{TypeA} - \sigma)}{\sigma_{TypeA}}$ [%] |
|--------|-------------------------------|----------------------------------|--|--|
| Type A | 13.999                        | 10.430                           | -  | -  |
| Type B | 8.718                         | 4.643                            | 37.72%   | 55.48%   |
| Type C | 7.181                         | 3.666                            | 48.70%   | 64.85%   |
| Type D | 9.988                         | 5.530                            | 28.65%   | 46.98%   |

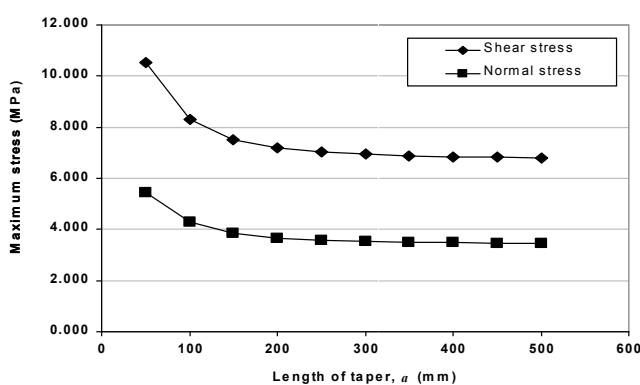


**Fig. 7:** Interfacial shear stress for various thickness profiles of FRP plate.

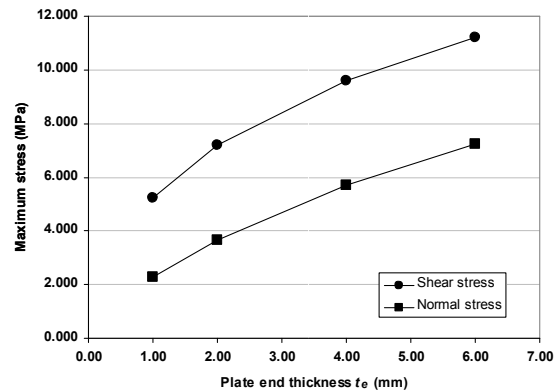


**Fig. 8:** Interfacial normal stress for various thickness profiles of FRP plate.

Various parameters influence the maximum values of the shear and normal stresses in the bonding region. In this study we used the taper of type C. For retrofitted beams, the most important ones are the thickness and shear modulus of the adhesive, and the thickness and the elastic modulus of the FRP plate. These parameters were studied by several authors [7, 11 to 14]. In the present study, we intend to show how the maximum adhesive stresses are influenced by the dimension of the taper. The important parameters of the taper are: the length of the taper ( $a$ ) and the thickness at the end of the taper ( $t_e$ ). Figures 9 and 10 plot the interfacial stresses at the tapered end of the plate versus the length of the taper and the thickness end, respectively. The parametric study indicates the beneficial effect of having a thin tapered end and a long taper. For the latter, the benefit appears to have saturated when the length of the taper is beyond 500 mm.



**Fig. 9:** Interfacial edge stresses for different length of the taper ( $t_e = 2$  mm).



**Fig. 10:** Interfacial edge stresses for different tapered end thicknesses ( $a = 200$  mm).

## 5. Conclusion

The present study has developed a relatively simple procedure for controlling the high shear and normal stress concentrations that occur at the edges of the FRP plate in externally strengthened beams. FE analysis has been employed to validate the results from the analytical and the numerical solutions, and the agreement between the results obtained from the different solutions is good, which demonstrates that present procedure is simple yet accurate.

High stress concentrations occur at the free ends of adhesively bonded plates. The taper, however, reduce the maximum shear stresses by about 40% and the maximum normal stresses by about 60%. In addition, it has been shown that the shape of the taper has an important effect on the reduction of such stresses. Hence, the taper is very beneficial for avoiding debonding of the FRP plates from the beams. The dimensions of the taper also have an influence on the interfacial edge stresses. The maximum shear and normal stresses decrease as the thickness of the end of the taper decreases and the length of the taper increases. However, there is no further change in stress if the length of the taper is increased beyond 500 mm.

## References

1. Seible F, Priestley MJN, Hegemier GA, Innamorato D. Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fibre jackets. *J. Comp Constr* 1997; 1(2): 52 – 62.
2. Mo YL, Tsai SP, Lee IS. Seismic performance behaviour of beam – column connections in pre – stressed concrete bridges. *J Mater Struct* 1998; 31: 411 – 417.
3. Vilnay, O. “The analysis of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates” *The Int. J Cement Compos. and Lightweight Concrete*, 10(2), 73 – 78, 1988.
4. Roberts, T.M. “Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in adhesive layer of plated RC beams” *The Struct. Engr.*, London, 67(12), 229 – 233, 1989.
5. Roberts, T.M., and Haji – Kazemi, H. “A theoretical study of the behaviour of reinforced concrete beams strengthened by externally bonded steel plates” *Proc., Instn. of Civ. Engrg.*, 87, Part 2, 39 – 55, 1989.
6. Taljsten, B. “Strengthening of beams by plate bonding” *J. Mat. in Civ. Engrg.*, ASCE, 9(4), 206 – 212, 1997.
7. Lau, K. T., Dutta, P. K., Zhou, L. M., and Hui D. “Mechanics of bonds in a FRP bonded concrete beam” *Composites, Part B*, 32(6), 491 – 502, 2001.
8. Malek, A. M.; Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. R., “Prediction of Failure load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End” *ACI Structural Journal*, Vol 95(2), 1998, pp. 142 – 152.
9. Smith, S.T., and Teng, J.G. “Interfacial stresses in plated RC beams” *Engrg Struct.*, 23(7), 857 – 871, 2001.
10. Stratford, T.; Cadei, J., “Elastic Analysis of Adhesion Stresses for the Design of a Strengthened Plate Bonded to a Beam” *Construction and Building Materials*, Vol 20, 2006, pp. 34 – 35.
11. Tounsi, A., “Improved Theoretical Solution for Interfacial Stresses in Concrete Beams Strengthened with FRP Plate” *Int. J. Solids and Structures*, Vol 43, 2006, pp. 4154 –74.
12. Tounsi, A., and Benyoucef, S. “Interfacial Stresses in Externally FRP Plated Concrete Beams” *Int. J. Adhesion & Adhesives*, Vol 27, 2007, pp. 207 –15.
13. Benyoucef S, Tounsi A, Meftah SA, Adda Bedia EA. Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP – RC hybrid beams. *Composite Interfaces* 2006; 13(7):561 – 71.
14. S. Benyoucef, A. Tounsi, SA. Meftah EA. Adda Bedia “Creep and Shrinkage Effect on Adhesive Stresses in RC Beams Strengthened with Composite Laminates” *Composites Sciences and Technology* 2007; 67: 933 – 942.
15. S. Benyoucef, A. Tounsi, K. H. Benrahou, E. A. Adda bedia. Time – Dependent Behaviour of RC Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates: Interfacial Stresses Effects. *Mechanics of Time – Dependent Materials Journal* 2008; 11: 1573 – 2738.

## **10. Risque d'incendie**



## ON THE BEHAVIOUR OF STRUCTURAL STEEL BEAMS UNDER NATURAL COMPARTMENT FIRE

*KADA ABDELHAK<sup>1</sup>, LAMRI BELKACEM<sup>1</sup>, BENLAKEHAL NOUREDDINE<sup>1</sup>, BOUCHAIR ABDELHAMID<sup>2</sup>, MESQUITA LUIS M.R.<sup>3</sup>*

*<sup>1</sup>STRUCTURES, GEOTECHNICS AND RISKS LABORATORY, HASSIBA BENBOUALI UNIVERSITY OF CHLEF, FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, BP 151, ROUTE DE SENDJAS, CHLEF 02000, ALGERIA. E-MAIL: KADA\_ABDEL@YAHOO.COM*

*<sup>2A</sup>CLERMONT UNIVERSITÉ, UNIVERSITÉ BLAISE PASCAL, INSTITUT PASCAL, BP 10448, 63000 CLERMONT FERRAND, FRANCE*

*<sup>2B</sup>CNRS, UMR 6602, INSTITUT PASCAL, 63171 AUBIÈRE, FRANCE*

*<sup>3</sup>APPLIED MECHANICS DEPARTMENT, POLYTECHNIC INSTITUTE OF BRAGANÇA, AP. 1134, 5301-857 BRAGANÇA, PORTUGAL*

### Thème N°10 : Risque d'incendie

#### Abstract

*Fire is an extreme action, to which a steel structure may be submitted, and therefore, must be designed to resist.*

*Traditionally, the fire resistance of structural steel beams has been determined in standard fire tests, with the temperature-time curve ISO834 representing more severe heating conditions compared to that which occurs in many typical natural fire compartments. Therefore to design a steel structure safely and economically, it is necessary to calculate temperature distribution in steel beams under natural fire.*

*In this paper, the temperature profiles in a steel beams under natural fire are studied first, using spread-sheets written by authors and compared to standard fire. Secondly, two Cardington compartment corner office tests are highlighted, and analysis of primary and secondary steel beams is presented. Simple theoretical natural fire models based on Eurocode EN 1991-1-2 parametric compartment fire are used and a comparison is made using the experimental results from tests conducted at Cardington research centre, UK. Compartment temperatures and cross-section temperature distribution respectively demonstrates that analytical fire models and experimental results are in good agreement in the case of timber cribs fire load.*

**Keywords:** *Natural fire, steel beam, temperature distribution, numerical, Cardington fire tests*

### 1. INTRODUCTION

Steel construction is becoming widely used in buildings nowadays, for it can reduce substantially the construction time and therefore the global cost.

During the last decades, remarkable progress has been made in understanding the parameters which influence the development of building fires [1], and also the behaviour of fire exposed structural materials and structures [2, 3]. In particular, for steel structures, this progress has resulted in the production of very detailed rules for the design and calculation of structural behaviour and load bearing capacity in fire [4-6].

However, the poor behaviour of structural materials under the conditions of exposure to fire must not be forgotten. It is well known that steel among all materials, suffers a great reduction of yield stress and Young's modulus, under the effect of high temperatures [6-8].

In a steel structure, the failure of a beam is reached when its strength is exceeded at one or more particular points termed plastic hinges, depending on the way it is supported. The development of plastic hinges shows ductile

behaviour as energy is dissipated at these points [1, 3].

Extensive research has been carried out in recent years on the numerical simulation using finite element method (FEM) [8, 13] as an alternative to the original plastic hinge analysis method.

Moment redistribution is one of the significant phenomena occurring in heated steel beams and a good understanding of this behaviour under fire conditions is dealt with by investigations on the performance of redundant structures [14].

There is limited research work conducted on natural fire conditions [15-17]. It is therefore useful to study steel beams under such conditions. Temperature distributions in steel beams, needed to be determined prior to analysing the structural behaviour, are studied on the basis of the Eurocode parametric fires [4] using worksheet programs written by authors.

In this paper the authors used the available real fire Cardington compartment tests data with two main types of fire loads deployed for wood cribs and a variety of office materials (computers, desks, plastic files, paper piles...) for test 3 and 6 respectively. Comparisons are made with respect to ISO 834 curve and the two BRE-Cardington real fire tests [18-20].

## 2. FIRE CURVES

The ISO 834 standard fire curve (Fig.1) is used for the fire resistance design in many countries, in which the temperature increases monotonically with time. In EN 1991-1-2 [4], the gas temperature  $\theta$  in °C, at time  $t$  in minutes, is given by expression (1).

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (1)$$

Where  $\theta_g$  - is the gas temperature in the fire compartment [° C];  $t$  - is the time [min].

In modern fire safety engineering however, the design of structures is moving from the traditional prescriptive method to the performance-based methodology [14]

Unlike the standard fire curve, a natural fire curve is characterized by 3 phases: a pre-flashover phase, a fully developed phase and a decay phase (Fig.1). Most structural damage occurs during the fully developed fire phase and only the fully developed fire phase and the decaying phase are taken into account. The reference time  $t_0$ , figure 1, is regarded as the origin of the temperature-time coordinate system, corresponding to the point of flashover.

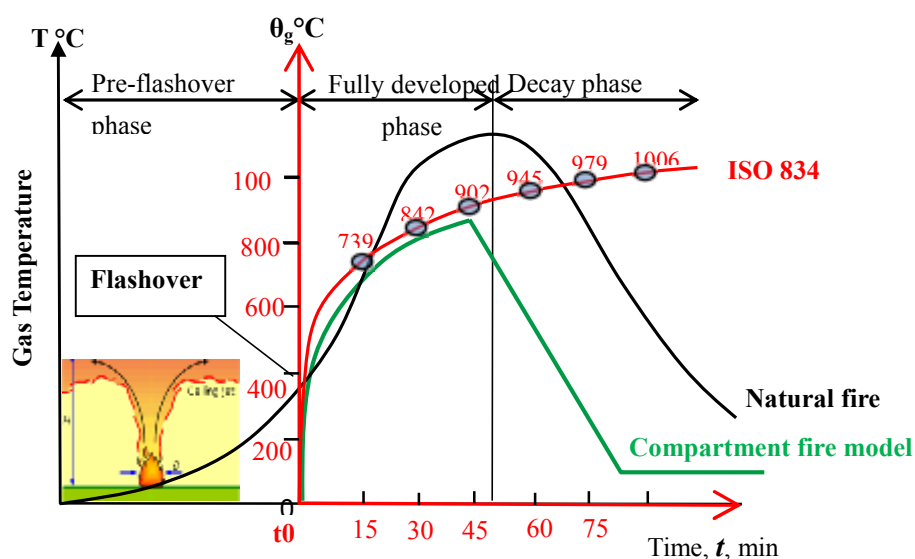


Figure 1. Fire Temperature-time curves – 3 phases real fire vs ISO 834 and natural compartment fire model.

It is clear that the ISO 834 fire curve generally is more conservative than a natural fire curve because the standard curve implies that there is an inexhaustible supply of fuel. If a natural fire is used in a steel structure fire resistant design, it is possible to reduce fire protection [15].

### 3. NATURAL COMPARTMENT FIRE MODELLING

The compartment temperature during natural fire depends on the amount, distribution, and composition of the combustible materials in the compartment, the enclosure dimensions and ventilation, as well as the thermal properties of the compartment linings [15]. Thus, the natural fire modelling required, takes account of actual fire load, ventilation conditions and thermal characteristics of compartment walls.

#### 3.1 Eurocode compartment fire models

The Eurocode parametric temperature-time curves [1, 4] are based upon three parameters, the design fire load density  $q_{t,d}$ , the opening factor  $O$  that accounts for the openings in the vertical walls and the parameter which accounts for thermal properties of the enclosure  $b$ .

$$\theta_g = f(q_{t,d}, O, b) \quad ;$$

With

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot \frac{A_f}{A_t} \left[ \frac{MJ}{m^2} \right] \quad ; \quad O = \sqrt{h_{eq}} \cdot \frac{A_v}{A_t} \left[ m^2 \right] \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.02 \\ \leq 0.2 \end{array} \right. \quad ; \quad b = \sqrt{c \cdot \rho \cdot \lambda} \left[ \frac{J}{m^2 \cdot s^{1/2} \cdot K} \right] \left\{ \begin{array}{l} - 100 \\ - 2200 \end{array} \right. \quad (2)$$

- Time temperature in the heating phase :

The evolution temperature during the heating phase is given by:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2t} - 0.204e^{-1.7t} - 0.472e^{-19t}) \quad (3)$$

Where  $t^*$  is the fictitious time given  $t^* = t \Gamma$ ,  $t$  the time in hours and

$$\Gamma = \left( \frac{O/0.04}{b/1160} \right)^2 \quad (4)$$

In the case of  $\Gamma=1$ , Equation (3) approximates the ISO834 standard temperature-time curve [16].

Depending on whether the fire is fuel controlled or ventilation controlled, the duration of the heating phase  $t_{max}$  is given, in hours, by

$$t_{max} = \max \left\{ 0.0002 \times q_{t,d} / O ; t_{lim} \right\} \quad (5)$$

The introduction of  $t_{lim}$  is to avoid an unrealistic short fire duration when the ratio between the fire load and the opening factor decreases. Any object or fire load needs a certain amount of time to burn, even if there is an unlimited presence of air [16]

- Time temperature in the cooling phase :

The time-temperature curve during the cooling phase is given by

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625(t - t_{max} \cdot x) & \text{for } t_{max} &\leq 0.5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(3 - t_{max})(t - t_{max} \cdot x) & \text{for } 0.5 < t_{max} < 2 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(t - t_{max} \cdot x) & \text{for } t_{max} &\geq 2 \end{aligned} \quad (6)$$

In which  $t = t^* / \Gamma$  and  $t_{max} = (0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O) \cdot \Gamma$   
 $x = 1$  if  $t_{max} \geq t_{lim}$ , Ventilation Controlled  
 or  $x = t_{lim} / t_{max}^*$  if  $t_{max} < t_{lim}$ , Fuel Controlled

For the fuel controlled situation, a new fictitious time  $t^* = t \Gamma_{lim}$ , is used to compute the evolution of the temperature during the heating phase.

### 3.2 Input data for BRE-Cardington compartment fire tests

- **BRE-Cardington full-scale fire tests**

To generate data on the overall steel structures, the BRE has recently completed at Cardington a series of full scale fire tests in its Large Building Test Facility (LBTF), on eight storey steel-framed building [18]. The so called BRE's-Cardington building is an eight storeys (33m) steel framed construction with five bays (5x9m=45m) by three bays (6+9+6=21m) in plan figure 2 [19].

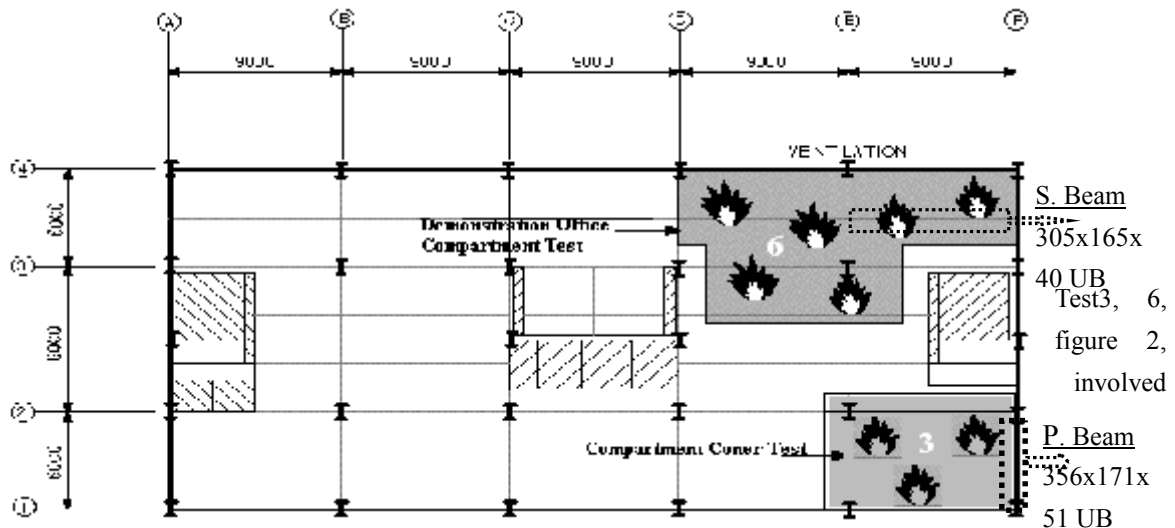


Figure 2. LBTF Cardington test 3 & 6 locations

compartment compartments of different sizes subjected to natural fire fuelled by timber cribs and modern office furniture respectively.

- **Fire simulation - design value of the fire load**

It is calculated based on the characteristic value  $q_{f,k}$  as defined annex A EN 1991-1-2 [4]

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta q_1 \cdot \delta q_2 \cdot \delta n \quad (7)$$

With:  $m$  combustion factor, the value of which is between 0 and 1 (0.8 for cellulosic materials);

$\delta q_1$  factor that accounts for the risk of fire activation due to the compartment size;

$\delta q_2$  factor that accounts for the risk of fire activation due to the of occupancy;

$\delta n$  factor that takes into account the effect of active fire fighting.

For either case, the fire load is composed by 20% of plastic, 11% of paper and 69% of timber that is only cellulosic materials and hence  $m = 0.8$ .

$$\delta q_1 = 1.5 (A_f \leq 250); \quad \delta q_2 = 1.0 (\text{office});$$

$$\delta n = \prod_{i=1}^{10} n_i = 1.0 \times 0.73 \times 0.87 \times 0.78 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 0.5 \quad (8)$$

A total fire load equivalent to 46 Kg /m<sup>2</sup> of timber cribs has been considered with a characteristic value  $q_{f,k}$  of 805MJ/m<sup>2</sup>, which gives a design value of the fire load :

$$q_{f,d} = 805 \times 0.8 \times 1.5 \times 1.0 \times 0.5 = 483 \text{ MJ/m}^2 \quad (9)$$

- **Compartment Fire tests input data**

Table 1 summarises Test3 and Test6 data for parametric fire curve models.

| Compartment data                      |           | TEST3                  | TEST6                  |
|---------------------------------------|-----------|------------------------|------------------------|
| Total area of the enclosure           | $A_t$     | 295 m <sup>2</sup>     | 474 m <sup>2</sup>     |
| Floor area                            | $A_f$     | 76 m <sup>2</sup>      | 135 m <sup>2</sup>     |
| Total area of the vertical openings   | $A_v$     | 7 m <sup>2</sup>       | 27 m <sup>2</sup>      |
| Opening factor in the vertical walls  | $O$       | 0.031m <sup>1/2</sup>  | 0.076 m <sup>1/2</sup> |
| Height                                | $H$       | 4.0 m                  | 4.0 m                  |
| Average height of the window openings | $h_{eq}$  | 1.8m                   | 1.8 m                  |
| Light weight concrete                 | $\rho$    | 1900 kg/m <sup>3</sup> | 1900 kg/m <sup>3</sup> |
|                                       | $C$       | 840J/kgK               | 840J/kgK               |
|                                       | $\lambda$ | 1.0 W/mK               | 1.0 W/mK               |

Table 1: Data for Test3 & Test6 compartment fires

#### 4. TEMPERATURE TIME CURVES OF BRE-CARDINGTON FIRE TESTS 3 AND 6

Fire curves were produced for two BRE-Cardington tests (3 & 6) showing significant dependence of fire temperature on thermal properties of the enclosure materials.

##### 4.1 Gas temperature profiles in compartment fire test3 & test6

Parametric fire recommended in EN 1991-1-2 [4], is used to simulate both compartment tests 3 and 6 and equations in the heating and cooling phases Eq.(10), Eq.(11) are derived .

Temperature evolution in the heating phase:

$$\begin{aligned} \theta_{g(TEST3)} &= 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2(0.506.t)} - 0.204e^{-1.7(0.506.t)} - 0.472e^{-19(0.506.t)}) \\ \theta_{g(TEST6)} &= 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2(3.04.t)} - 0.204e^{-1.7(3.04.t)} - 0.472e^{-19(3.04.t)}) \end{aligned} \quad (10)$$

Temperature evolution in the cooling phase:

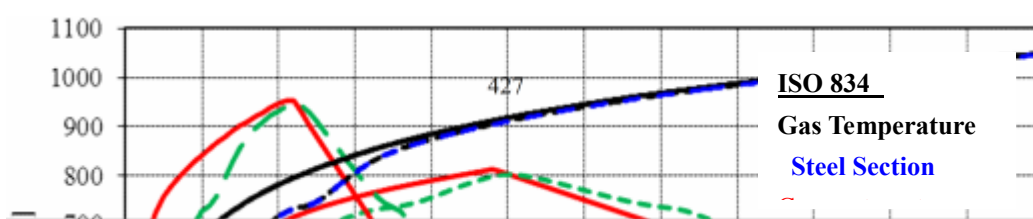
$$\begin{aligned} \theta_{g(TEST3)} &= 813 - 625(0.506 t - 0.405) \\ \theta_{g(TEST6)} &= 959 - 475(3.04 t - 1.1) \end{aligned} \quad (11)$$

Buchanan [1] has, however pointed out that Eurocode equation gives extremely fast decay rates for large openings in well insulated compartments and extremely slow decay rates for small openings in poorly insulated compartments.

##### 4.2 Parametric fire curves and steel beams temperature profiles

Plots of fire curves for compartment tests 3 and 6 together with ISO standard fire are shown in figure 3.

It can be seen figure 3, that the time to reach the maximum temperature  $t_{max}$  (48 mins., 22 mins.), for test3 and test6 is greater than the time  $t_{lim}$  (20 mins.). Thus both fire compartments are controlled by ventilation.



### 4.3 Natural fire compartment tests

- **Experimental gas temperature in real and steel beams temperature profiles**

Measurements of the temperature in the mid-span beams are shown in figure 4. They are taken in the bottom flanges since they represent the maximum recorded temperatures with regard to web and upper flange.

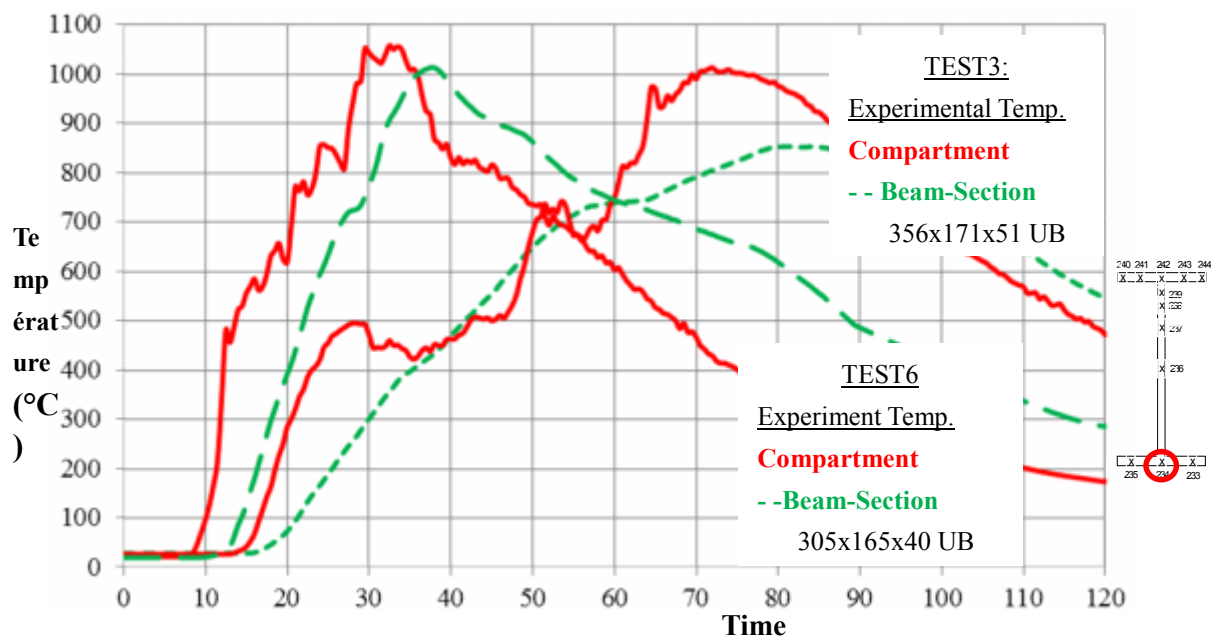
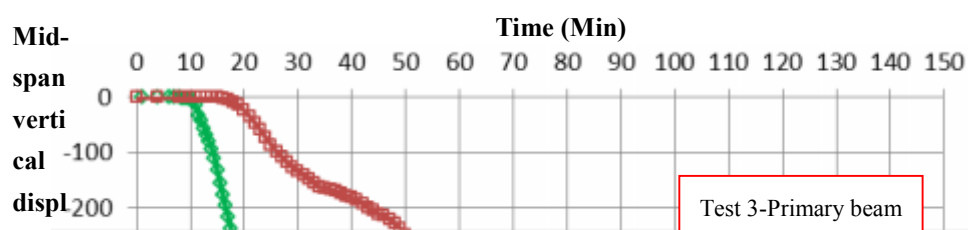


Figure 4. Experimental tests 3&6 - Compartment and steel section temperature profiles

- **Experimental mid-span deflections**

Figure 5 shows the mid-span vertical displacement recorded in both beams from test3 and test6. It is observed that during heating phase, the beam with lower displacement is the test3 primary beam. It is also worth mentioning that in the cooling phase both beams sustained partial recovery Fig.5.



#### 4. MODELLING OF CARDINGTON TESTS 3 & 6 STEEL BEAMS UNDER NATURAL FIRE

The response of structural steel members under fire conditions is governed by mechanical, thermal properties and deformations [8]. Thermal properties define the temperature profile within the steel cross-section whereas the loss in strength and stiffness is governed by mechanical properties which are temperature dependant. Deformation properties define the permissible mid-span beams vertical displacement under fire loading.

##### 5.1 Basic equations and boundary conditions

The temperature distribution in steel beam can be handled as a one-dimensional heat transfer problem without internal heat source ( $\dot{q} = 0$ ), valid for non-combustible member. The one-dimensional heat transfer equation can be written as [13]:

$$\rho_a \left( \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \right) + \dot{q} = \rho_a \cdot C_a \left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) \quad (12)$$

Where  $\rho_a$ =the unit mass of steel (7850 kg/m<sup>3</sup>);  $\theta$ = temperature distribution in member;  $t$ = time;  $x$  = Cartesian coordinate;  $C_a$ =specific heat of steel [J/kgK] and  $\lambda_a$ = thermal conductivity of steel Figure 6. The temperature field which satisfies Eq. (12) must satisfy the following boundary conditions:

Prescribed temperatures on a part of the boundary; the heat flow by convection and radiation at the boundary assuming that  $\theta_r = \theta_\infty$  (surrounding ambient temperature)

$$\begin{aligned} q_{cr} &= q_c + q_r = (\alpha_c + \alpha_r)(\theta - \theta_\infty) \\ \alpha_r &= \sigma \cdot \varepsilon(\theta^2 + \theta_\infty^2)(\theta + \theta_\infty) \end{aligned} \quad (13)$$

Where  $q$  = combined external heat flow per unit area;  $\alpha_c$  is convection coefficient (=25 or 35W/m<sup>2</sup>K for ISO834 or for Parametric fire);  $\alpha_r$  heat flux by radiation between part of the boundary;  $\theta$  = current temperature;  $\sigma$  = Stefan-Boltzmann constant (= 5.667 x 10<sup>-8</sup> Wm<sup>-2</sup>K<sup>-4</sup>);  $\varepsilon$ =radiative emissivity (=0.7) of the flame associated with fire.

##### 5.2 Simplified method solution for unprotected steelwork

No closed-form solution to the governing non-linear Eq. (12) and its boundary condition non-linear Eq. (13) is possible. For an equivalent uniform temperature distribution in the beam cross-section, the EN 1993-1-2 [5], provides step by step solution of the increase of temperature  $\Delta\theta_{a,t}$  in an unprotected steel member during a time interval  $\Delta t$  defined as:

$$\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{1}{c_a \rho_a} \left( \frac{A_m}{V} \right) \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot t \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (14)$$

Where:  $k_{sh}$  is the correction factor for shadow effect;  $A_m/V$  is the section factor as defined by Eurocode 3 [5], representing the ratio of the perimeter of the section exposed to the fire, in meters, and the cross-sectional area of the member, influences the rate of temperature  $\Delta\theta_{a,t}$  figure 7 .

$h_{net,d}$  - is the design value of the net heat flux due to convection and radiation per unit area:

$$h_{net,d} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

$$h_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad [W/m^2]$$

$$h_{net,r} = \alpha_r \cdot \epsilon_f \cdot \epsilon_m \cdot 5,67 \times 10^{-8} \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [W/m^2]$$

Where:  $\Phi$  is the view factor ( $=1.0$ );  $\theta_m$  surface temperature of the beam;;  $\theta_r$  is the radiation temperature of the environment of the member usually ( $\theta_r = \theta_g$ );  $\epsilon_m$  is the surface emissivity of the surface ( $=0.7$ );  $\epsilon_f$  is the emissivity of the fire ( $=1.0$ ), [5].

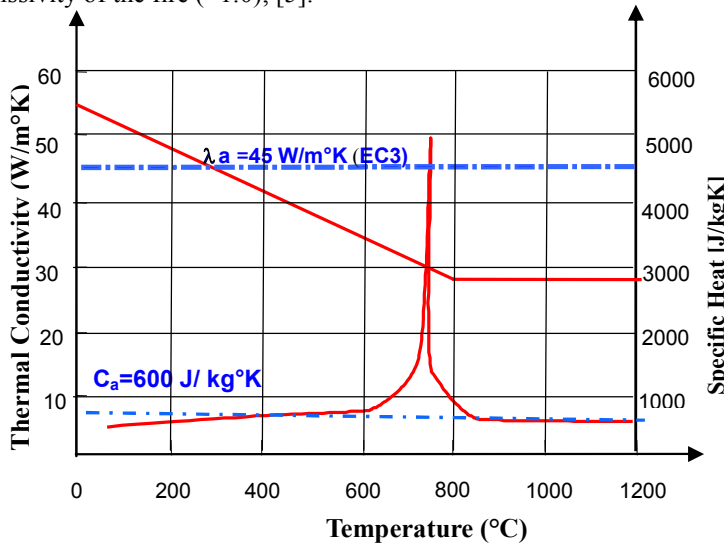


Figure 6. Thermal properties of carbon steel

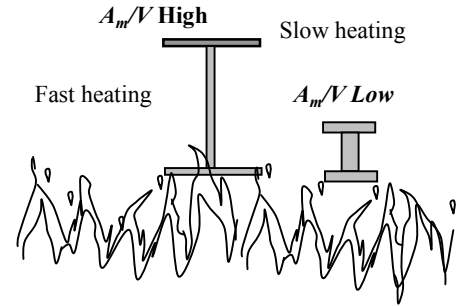


Figure 7. Section factor thermal effects

Temperature profiles for both primary beam-section in test3 compartment fire and secondary beam-section in test6 are presented in figure 3.

### 5.3 Beams fire resistance

In this section, steel materials S275 and S355 as a provision for high strength requirement in the actual tests environment and two bare beams, primary with a 6m span and secondary with 9m span, from test3 & 6 respectively, figure 2, are considered.

The steel beams exposed to fire consist of two cross-sections, 356x171x51UB for primary beam and 305x165x40 UB for secondary beam, figure 2 and both are subjected to 3-side heating.

The purpose of the study is to investigate the behaviour of two different type beam models under two different naturel compartment fires.

The uniformly distributed fire design load  $P_{fi,d}$  is calculated with a load factor  $\eta=0.6$ :

$$P_{fi,d} = \eta \frac{8}{l^2} \cdot \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (15)$$

The critical temperature  $\theta_{a,cr}$  of a carbon steel, of the steel grades S275 and S355, at time  $t$  for a uniform temperature distribution in a member is determined for any degree of utilization  $\mu_0$  at time  $t=0$  [5]:

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left| \frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right| + 482 \quad (^{\circ}\text{C}) \quad (16)$$



With  $\mu_0=k_1.k_2.\eta$  ;  $k_1=0.7$  and  $k_2=1$  adaptation factors, for non-uniform temperature on the section and along the beam respectively.

## 5. RESULTS AND DISCUSSIONS

The results of parametric compartment fire analysis are used as part of natural fire input in the heat transfer to obtain temperature profiles for beam-sections. Figure 3 compares the parametric temperature curves presented in Eurocode1 [4] for compartment fire models from test3 and test6. The variations of experimental compartment and steel temperatures with time are shown in figure 4. Both theoretical and experimental maximum recorded steel temperatures are shown in table 2.

**Table 2:** Results for temperatures and times for fire resistance

Theoretical calculations based on analytical Eurocode formulations were conducted on spread- sheet format for automatic use in different data cases and results from thermo-mechanical analyses in the form of critical

| Section      | $P_{fi,d}$<br>(kN/m) | $K_{sh}x$<br>[ $A_m/V$ ]<br>( $m^{-1}$ ) | $\Theta_g / \Theta_a$ max ( $^{\circ}C$ ) |              | $\Theta_{crit}$<br>( $^{\circ}C$ ) | Time <sub>crit</sub> /<br>Time <sub>max</sub><br>[min] | Max. Ver.<br>mid-span<br>disp.(mm) |
|--------------|----------------------|--|---|--------------|------------------------------------|--|------------------------------------|
|              |                      |  | Analytical                                | Experimental |                                    |  |                                    |
| UB356x171x51 | 42.4                 | 135.8                                    | 813/803                                   | 1010/852     | 620                                | 20/48  | 428                                |
| UB305x165x40 | 10                   | 150.4                                    | 959/946                                   | 1052/1013    | 623                                | 8/22.7   | 629                                |

temperatures and times are summarised in Table 2.

Figure 3 shows that ISO834 gas temperature curve (maximum temperature compartment: 1049.0  $^{\circ}C$  at 120.00 min) and subsequent beam temperature profiles remains higher above of the test3 temperature curve and this is true for test6 compartment for a time reference over 20 minutes.

On cooling, the test3 primary beam and the test6 secondary beam, recovered to a permanent displacement of 296 mm and 600 mm respectively, figure 5.

## 6. CONCLUSIONS

The present paper investigates the structural behaviour of steel beams under natural fires for the purpose of a safe and economical design using compartment fire models. Temperature distributions in steel beams are studied using worksheet programs and obvious difference between the temperature distribution under natural fire and that under ISO 834 curve is highlighted. The standard curve, represents only one of many possible fire exposures, generally provides a very conservative prediction of how a steel beam will perform in an actual fire, therefore it is more reasonable to employ natural fires in fire resistant design.

This study shows that the parametric fire models established on the bases of Eurocode 1 for the tests 3 and 6 compartment fires gives a fair description for both the heating and the cooling phase as compared to the experimental temperature profiles. This is more significant for test3, in which wood cribs has been used as fire load, as the analytical parametric fire model agrees closely with the experiment. A simple overlapping of figure 3 and figure 4 with a shift of 10 on the time reference axis gives a clear understanding to the statement above.

Finally, large-scale tests provide unique data on how steel frames react to real compartment fires. In particular, the Cardington full test program has shown that the fire resistance of the overall structure can be much greater than that of an individual structural member.

### References:

- [1] Buchanan A.H., Structural Design for Fire Safety, John Wiley & Sons (2001)

- [2] Bailey C.G., Newman GM., “The design of Steel framed buildings without applied fire protection” *The structural Engineer*, 1998; 76(5), pp. 77-81.
- [3] Usmani, A.S., Rotter, J. M., Lamont, S., Sanad, A. M., Gilie, M. (2001) “Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects” *Fire Safety Journal* (36), 721-744.
- [4] EN 1991-1-2 (2002), Basis of Design and Actions on Structures – Part 1-2: Actions on Structures Exposed to Fire. European Community. CEN, Brussels
- [5] Eurocode 3, Calcul des Structures en Acier. EN 1993-1-2: Règles générales- Calcul du comportement au feu, 2003.
- [6] EN 1993-1-2 (2005). “Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1.2: General rules -Structural fire design”. CEN, Brussels.
- [7] Saab HA, Nethercot DA. Modelling of steel frame behaviour under fire conditions. *Eng Struct* 1991; 13:371–82.
- [8] Abdelhak KADA, Belkacem LAMRI, Nourredine BENLAKEHAL, Belkacem ACHOUR, Abdelhamid Bouchaïr, Analyse non-linéaire de poutres métalliques PRS de longues travées sous l’effet de hautes températures dues à l’incendie, *Revue Nature & Technologie, A-Sciences fondamentales et Ingénierie*, N°8, Janvier 2013, pp. 27-34
- [9] Benlakehal N, Kada A., A. Bouchair, B. Lamri, Investigation du comportement non-linéaire des structures industrielles en acier selon plusieurs scénarios de feu, 1er Congrès International – GCDD2011-Tébessa 17-19 octobre 2011
- [10] Mesquita L.M.R. , P.A.G. Piloto, M.A.P. Vaz, P.M.M. Vila Real, Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams, *Journal of constructional Steel Research* 61 (2005) 1435–1446
- [11] Yin YZ, Wang YC. A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. *J Construct Steel Res* 2004;60(7):1029–47.
- [12] Li Guoqianga,b, Wang Peijuna,\_, Jiang Shouchaoa, Non-linear finite element analysis of axially restrained steel beams at elevated temperatures in a fire, *Journal of Constructional Steel Research* 63 (2007) 1175–1183
- [13] Fonseca Elza M. M, Vila Real Paulo M. M, Finite Element Modelling of Thermo-Elastoplastic behaviour of hot-rolled steel profiles submitted to fire, métodos numéricos en ingeniería, SEMNI, pp 1-15, España (1999)
- [14] Tom Lennon, David Moore, The natural fire safety concept:-full-scale tests at Cardington, *Fire Safety Journal* 38 (2003) 623-643
- [15] Zhongcheng Ma, Pentti Makelainen, Parametric temperature-time curves of medium compartment fires for structural design, *Fire Safety Journal* 34 (2000) 361-375
- [16] Richard Liew J.Y.,Ma K.Y., Advanced analysis of 3D steel framework exposed to compartment fire. *Fire Mater.* 2004; 28: 253-267
- [17] Wald, F, Simões da Silva, L., Moore, D., Lennon, T., “Experimental behaviour of a steel structure under natural fire”, *Fire Safety Journal* 41(7), pp. 509-522 (2006).
- [18] Wang Y.C., Kodur V.K.R., Research Toward Use of Unprotected Steel Structures, *Journal of Structural Engineering*.Dec.2000 1442-1450
- [19] Kirby B. R, The behaviour of a multi-storey steel framed building subjected to fire attack, Experimental data, Cardington Fire Test (1998) -British Steel Report.
- [20] One Stop Shop In Structural Fire Eng., Manchester University, [www.structuralfiresafety.org](http://www.structuralfiresafety.org)

## EFFETS DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X ET EN V SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES MULTI ÉTAGÉES EN ACIER SELON RPA99 ET EC8

ABDERRAHIM.LABED<sup>1</sup>, TOUFIK BENMANSOUR<sup>2</sup>, SELMA. SALEM<sup>3</sup>

<sup>1</sup> UNIVERSITE DE TEBESSA, FACULTE DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL, email : abder\_lab@yahoo.fr

<sup>2</sup> UNIVERSITE DE CONSTANTINE FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR DEPARTEMENT DE GENIE MECANIQUE, e-mail : toufik\_benmansour@yahoo.fr

<sup>3</sup> UNIVERSITE DE TEBESSA, FACULTE DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL, e-mail : selemsalma2013@yahoo.fr

### Thème 7 : Réglementation Parasismique

#### Résumé de l'article :

*Une étude est conduite sur les effets des contreventements concentriques en X et en V inversés avec différentes configurations sur la réponse sismique des structures multi-étagées métalliques en acier. Une analyse paramétrique comparative selon RPA et EC8 tenant compte de la séismicité du site, des caractéristiques géométriques et dynamiques des structures ainsi que les conditions du sol. Les paramètres d'analyse considérés dans cette étude sont divers, notamment, le nombre d'étages et la variation de la rigidité d'étage, le rapport L/H, le type de contreventement et sa configuration. Pour apprécier l'effet de contreventements dans la réponse linéaire sismique des structures, en matière de déplacement et d'efforts sismiques, un renforcement des ossatures en portiques par des palées de stabilité concentriques a été effectué. L'investigation de l'effet de réduire par alternance l'existence de ces contreventements par mesure économique est aussi envisagée. L'analyse des structures comporte aussi bien une analyse modale que des analyses sismiques.*

**Mots-clés :** Structures en acier, contreventements X et V, analyse modale, Méthode statique équivalente, RPA, EC8, performance.

### 1. INTRODUCTION

L'objectif de ce travail, qui fait partie d'un vaste programme d'investigation des structures métalliques multi-étagées en acier par des analyses linéaires: linéaire élastique et non linéaire géométriquement et matériellement, qui se fixe comme premier but une analyse paramétrique comparative détaillée des prédictions des règlements RPA 99 version 2003 [1] et EC8 [2], à savoir la Méthode Statique Equivalente (Forces Latérales pour EC8), et la comparaison de leurs résultats respectifs pour les structures métalliques en acier sans et avec contreventements concentriques en X et en V inversé. Le comportement sismique des structures métalliques en acier est le parent pauvre du RPA99 version 2003 [1] comparé aux structures en béton armé qui reçoivent plus d'intérêt et d'intention et par conséquent plus de détails. Cependant certaines restrictions concernant les structures métalliques, notamment celles relatives à la limitation de la hauteur des structures, 17 m pour les portiques ordinaires, et de 33 m pour les structures contreventées par des palées concentriques en X ou en V exigent des recherches plus approfondies pour les confirmer ces recommandations. Outre, l'absence très remarquable de recommandations dans RPA, même dans sa dernière version, des recommandations concernant les systèmes à contreventement excentrés bien que très performants et universellement reconnues et utilisés. Il est à noter que ces restrictions ne se trouvent pas dans le code EC8 [2].

La réglementation parasismique, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifiquement exact mais représente la réunion d'un consensus technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. La réglementation est donc une convention à un moment donné de l'évolution technique et sociétale. Elle énonce l'obligation de construire parasismique [3]. Elle peut être formulée en termes normatifs ou en termes obligatoires. Le cadre réglementaire normatif comporte un zonage sismique conventionnel, une classification des ouvrages, une démarche conventionnelle de protection liée aux deux éléments précités, des prescriptions techniques conventionnelles à l'usage de l'ingénieur et enfin une obligation de les appliquer. Cependant, les dommages causés aux structures contreventées d'une manière concentrique à des séismes passés, tels que le

Mexique 1985, Northridge 1995 tremblements de terre, soulève des préoccupations au sujet de la capacité de déformation ultime de cette classe de la structure [4].

## 2. METHODE D'ANALYSE ELASTIQUE

Pour l'évaluation du rendement sismique, une analyse structurelle basée sur modèle mathématique de la structure est nécessaire afin de déterminer les forces et les déplacements dans les différents composants de la structure [5]. Pour prédire la performance sismique des structures, plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastique et inélastique, sont disponibles. Les méthodes élastiques prescrites dans les codes parasismiques (RPA, EC8 etc.) incluent une procédure dite statique équivalente, et une procédure par spectre de réponse. Dans ces codes l'analyse statique est réalisée en soumettant la structure à des forces latérales dépendant du spectre de réponse de calcul élastique par un système dépendant d'un facteur de comportement  $q$  (EC8) et un facteur de réduction de la force  $R$  (selon RPA). Dans cette approche on suppose que la résistance réelle de la structure est supérieure à la résistance prévue lors du dimensionnement et qu'outre, la structure est capable de dissiper de l'énergie grâce à un rendement élevé. L'analyse dynamique peut être effectuée soit par un spectre de réponse ou une analyse en time-history. Un nombre suffisant de modes doit être considéré afin d'avoir une participation de masse d'au moins égale à 90 %.

Cependant, les méthodes élastiques peuvent uniquement prédire la capacité élastique de la structure et sans toutefois indiquer la localisation des premières rotules plastiques, ni prédire l'avènement des mécanismes de rupture et de rendre compte de la redistribution des forces qui aura lieu au cours de la formation successive des rotules plastiques. Il aussi à comprendre que le terme linéaire doit être pris au sens du comportement matériel, c'est-à-dire élastique linéaire, ce qui ne dispense nullement de considérer les non-linéarités géométriques dans l'analyse élastique lorsque celles – ci sont significatives, effets du second ordre ou effets de  $(P-\Delta)$  [6, 7, 8]

## 3. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

Lorsqu'ils sont proprement conçus, les structures métalliques en acier sont très performantes pour résister aux forces générées par les mouvements du sol en raison de leur capacité à dissiper l'énergie sismique par déformation élastique et d'amortissement [9]. Dans la conception parasismique, il est communément admis qu'une structure se comporte d'une manière linéaire élastique sous des séismes mineurs et peut aussi se comporter d'une manière non linéaire lorsqu'elles sont soumises à des séismes modérés ou majeurs. Les portiques sont conçus de telle sorte que les rotules plastiques se produisent principalement dans les poutres plutôt que dans les poteaux (le principe de poutres faibles / poteaux forts [2, 4, 6,7] avec une seule exception à cette exigence est que les poteaux à la base où les rotules plastiques peuvent se former. En raison de la propagation de la plasticité par flexion pure des articulations plastiques disposer normalement ductilité élevée comme en témoigne la référence de haute valeur de  $q$  assigné dans EC8 [2] et de RPA [1].

L'efficacité d'un système de contreventement est liée à un certain nombre de paramètres notamment la configuration du système de contreventement, les conditions aux appuis des barres. Dans la conception des éléments diagonaux en X et en V, l'élancement non dimensionnel utilisé dans EC3 joue un rôle important dans leur comportement [4,10]. L'efficacité d'un système de contreventement est liée à un certain nombre de paramètres notamment la configuration du système de contreventement, les conditions aux appuis des barres. Les contreventements en X sont conçus pour une résistance à la compression et à la traction, des diagonales qui doivent être souvent fait assez lourd afin de répondre aux exigences minimales contenues dans les codes parasismiques. La conception doit permettre l'écoulement de la tension dans les diagonales avant de céder ou le flambage des poutres ou de colonne et avant la défaillance de connexions [6, 12,13].

### 3.1 Masse Sismique

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en comptant toutes les masses présentes dans la structure au moment du séisme et qui vont osciller avec celle-ci. On doit chercher à établir la valeur la plus probable de la « masse sismique » note  $m$  de la structure [6,13], la masse de chaque niveau a été déterminée en considérant :  $G_i$ , la charge gravitaire ;  $Q_i$  la surcharge d'exploitation et la masse sismique est donnée par :

$$G_i + \psi_{Ei} Q_i \quad \text{Avec} \quad \psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}, \quad (1)$$

Les coefficients de combinaison  $\psi_{Ei}$  prennent en compte la probabilité que les charges  $\psi_{2i} Q_{ki}$  ne soient pas présentes sur la totalité de la structure au moment du séisme ainsi que le caractère réduit de la participation de certaines masses dans le mouvement de la structure [6, 13].

### 3.2 Paramètres d'analyse et notation

Les paramètres choisis pour la présente étude sont :

- Le rapport  $L/H = 2$  et  $1.5$  où  $L$  = Portée de la poutre et  $H$  = Hauteur d'étage
- Le nombre d'étages :  $n = 2, 4 ; 6, 8, 10$  (on ne présentera que  $n = 4, 6$ , et  $10$ )
- La ductilité des structures : DCM
- Le type de contreventement centré : en X et en V inversé
- La configuration des contreventements :
  - Complète sur l'ensemble de la structure FB(X, V inversé);
  - Alternative paire et impaire ABE et ABO respectivement

### 3.3 Données géométriques et mécaniques des structures

Les sections retenues pour le cas où  $L/H = 2$  et  $1.5$  sont toutes de classe I [11,12], pour les traverses : IPE 400 pour la terrasse, et IPE450 pour le reste des étages. Les poteaux sont tous en HEB, voir Tableau 1, en allant du poteau du sommet de la structure, 1 le sommet jusqu'à n base (ex. 4 pour les structures à 4 étages, 6 pour 6 étages etc.). La nuance d'acier est S235 et de classe I pour l'ensemble des éléments structures.

Les sections retenues pour le cas où  $L/H = 1.5$  sont toutes de classe I [11,12], pour les traverses : IPE 300 pour la terrasse, et IPE350 pour le reste des étages. Les poteaux sont tous en HEB, allant du HEB240 jusqu'à HEB500 selon la structure et l'étage. Les diagonales dans les structures avec contreventements centrés résistent aux actions horizontales sismiques essentiellement par des efforts normaux dans leurs éléments, les entretoises de triangulation devant être conçues comme des éléments dissipatifs. L'existence de flexion ne résultant que d'imperfections ou de non-alignement des forces dans les assemblages. Ces ossatures sont stables, même si chaque nœud est une articulation ou rotule.

Les ossatures avec triangulation utilisées dans cette étude sont à barres centrées en X ou en V inversé et dans un but de simplification, elles ont été pré-dimensionnées par le seul critère de non flambement [6], ce qui a pour effet d'avoir la même section des diagonales selon le type de contreventement étudié, quel que soit le nombre d'étages des structures considérées. Les vérifications des sections choisies seront ultérieurement effectuées pour s'assurer de leur résistance, notamment sous l'effet de l'effort normal. Les sections de diagonales sont pour les structures à contreventement centré les diagonales en X **L150 x150 x12** et en V Inversé centrés **L100 x 100 x12**. Il existe de nombreuses topologies possibles. La nuance d'acier est S235.

### 3.4 Choix des modèles de structures présentées

Le choix des structures a été dicté par les restrictions du code RPA [1] concernant les hauteurs de bâtiment à savoir 17 mètres pour les portiques et 33m pour les portiques mixtes avec un contreventement concentrique. Ainsi, les structures à 4 étages représentent les bâtiments inférieurs à 17 m, les structures à 6 étages représentent celles légèrement supérieures à la limite, tandis que les structures à 10 étages représentent les structures élancées. Outre l'efficacité du type de contreventement et sa configuration sera attentivement examinée pour dégager des conclusions sérieuses.

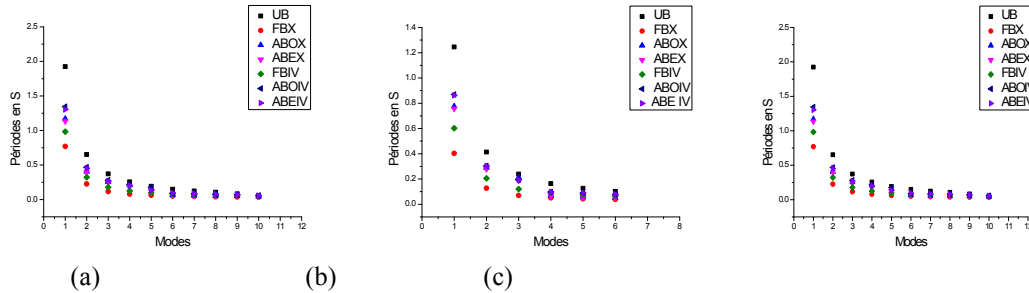
## 4. ANALYSE MODALE

### 4.1 Introduction

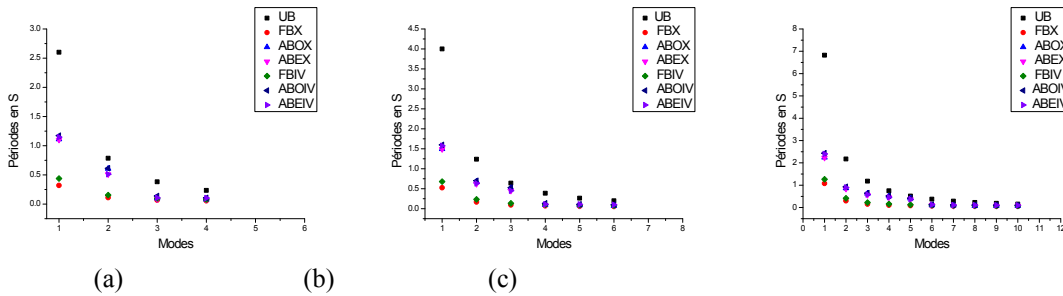
L'analyse modale d'une structure est l'opération qui consiste à établir un modèle mathématique qui puisse représenter les propriétés réelles dynamiques de la structure telles que les périodes naturelles de vibration, les formes modales, etc.[14]. L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix d'un modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel. Le comportement dynamique de la structure sous des conditions d'excitation particulières en l'absence de toute modélisation ne requiert que la seule connaissance de ces paramètres, coefficient de participation pour les détails de la formulation du problème dynamique [14, 15, 16, 17,18]. L'analyse modale a été effectuée par les codes de calcul LUSAS version 14 [19] et le SAP 2000 version 14 [20].

## 4.2 Résultats et interprétation

On rappelle que l'analyse complète a été faite sur les structures à 2, 4, 6, 8 et 10. Cependant, on se contentera de présenter que les résultats relatifs aux structures 4, 6 et 10 étages.



**Figure 1.** Variation de la période en fonction des modes de vibration des structures (1) à 4(a) , 6(b) et 10 (c) étages  $L//H = 2$



**Figure 2.** Variation de la période en fonction des modes de vibration des structures (2) à 4(a) , 6(b) et 10 (c) étages  $L//H = 1.5$

L'analyse des résultats obtenus pour chaque structure montre que la valeur du rapport ( $L/H$ ) a une influence notable sur les valeurs propres pour l'ensemble des structures étudiées Figure 1 et 2 (a), (b) et (c) pour les structures avec  $L/H = 2$  et  $1.5$  respectivement. Cette analyse nous a aussi permis de constater que les modes propres de vibration des différentes structures considérées dans cette étude, qui reste toujours limitée, suivent la même allure de déformée géométrique des modes propres. On peut remarquer que les valeurs des périodes diminuent en allant vers les modes supérieurs de vibrations et le taux de variation des valeurs données reste quasiment constant (a). L'allure des déplacements d'étage dans l'analyse libre suit la même forme avec le même taux de variation allant du point le plus haut, vers le point le plus bas pour l'ensemble des structures quelque soit le rapport  $L/H$ .

Pour les structures (1), on peut remarquer que, quelque soit le nombre d'étages, les structures en X sont plus rigides que celles en IV. Les périodes des IV sont plus grandes de deux fois pour les FBIV /FBX, ABOX/ABOIV, et ABEX/ABEIV pour les structures à quatre étage. Cette différence diminue avec le nombre d'étages. Cependant, pour les structures (2), la différence n'est que de 30% pour les structures basses et diminue également avec le nombre d'étages à un pourcentage d'environ 15%.

En comparant les valeurs propres des structures (1) et (2), on peut remarquer que les structures (1) sont plus rigides par rapport aux structures (2). Les périodes obtenues pour (1) sont largement inférieures pour (2) et ceci pour l'ensemble des structures et les configurations de contreventement.

Il est à noter que, les configurations ABO et ABE donne une rigidité supplémentaire à l'ensemble de structure (1) et (2) et donnent des valeurs intermédiaires pour les valeurs propres.

Pour le coefficient de participation modale, il a été remarqué que généralement pour l'ensemble des structures étudiées, le troisième mode de vibration constitue le mode où la majorité des structures atteignent les 90% réglementaire.

## 5. ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES

### 5.1. Introduction

Les effets sismiques et les effets des autres actions présentes dans la situation sismique de calcul peuvent être déterminés sur la base d'un comportement élastique linéaire de la structure. En fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment, l'un des deux types d'analyse élastique linéaire peut être utilisé : la "méthode d'analyse par forces latérales" et "l'analyse modale utilisant le spectre de réponse" qui est applicable à tous les types de bâtiments [1, 2, 4,16].

### 5.2. Données de l'analyse sismique des structures

#### 5.2.1 Selon le règlement RPA

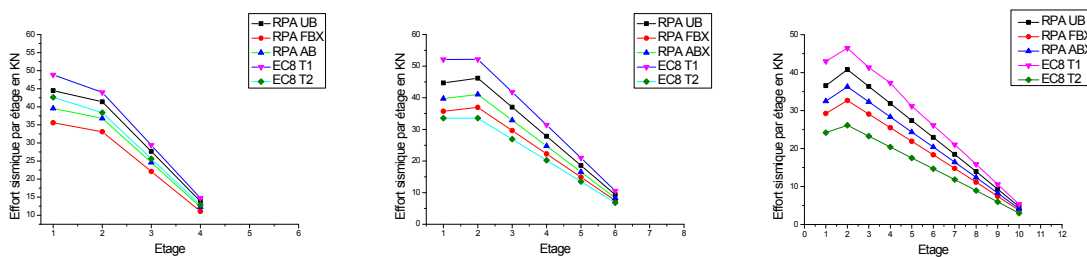
Zone sismique II : moyenne sismicité ; Groupe d'usage 2 ; Catégorie de sol :  $S_2$  ; Type de structures : Ossatures en portiques et en Portiques mixtes (en X et en V inversé concentriques ; Ductilité DCM : Portiques ordinaires ; Coefficient de Comportement  $R = 4$  (PAO), 5 (PAM) et 4.5 pour ABO et ABE. Et  $R = 4$  pour l'ensemble des structures en IV.

#### 5.2.2 Selon le règlement EC8

Zone sismique IV : moyenne sismicité ;  $a_{gr} = 1.6$  ; Sol classe B,  $S = 1.35$  (Type 2), 1.2 (Type1) ; Catégorie d'importance II ; Type II de spectre de calcul ou élastique :  $T_B = 0.15$  ;  $T_C = 0.5$  ;  $T_D = 2$ . Coefficient de comportement  $q = 4$  (DCM) ;  $q = 4$  (SC).

#### 5.2.3 Analyse des résultats

En se rapportant aux figures 3 et 4, on peut remarquer que les efforts sismiques par étage donnés par l'application du RPA sont toujours entre les prédictions de l'EC8 type 1 et 2. Ceci est du essentiellement à au fait que la valeur du coefficient de comportement  $R$  ( $q$ , selon EC8) change pour le RPA et pris constant pour le cas du code EC8. Cependant, pour le cas des structures en IV, cette tendance diminue au fur et mesure que le nombre d'étage augmente, les valeurs du RPA s'approchent plus du EC8 type 2. Encore une fois, la valeur constante du coefficient de comportement influe sur les résultats obtenus. Le renforcement des structures par des palées de stabilité, qui rigidifie considérablement les structures, surtout les structures basses, ne semble pas pris en considération dans les différents règlements, et aucune justification n'est avancée.



**Figure 3.** Variation des efforts sismiques par étages selon MSE des structures à 4, 6 et 10 étages en X  $L/H=2$  respectivement.



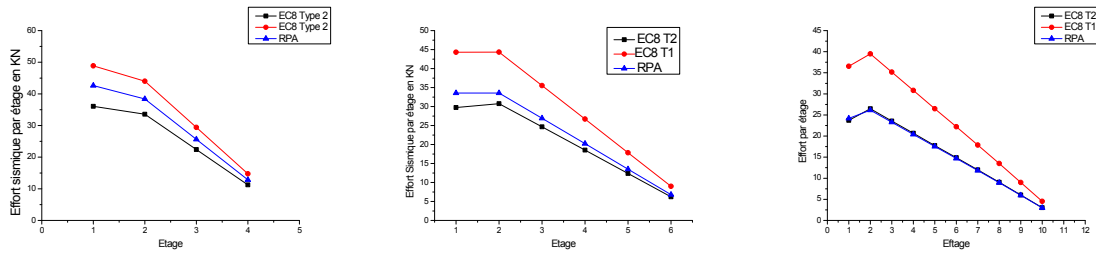


Figure 4. Variation des efforts sismiques par étages selon MSE des structures à 4, 6 et 10 étages en IV L/H=2 respectivement.

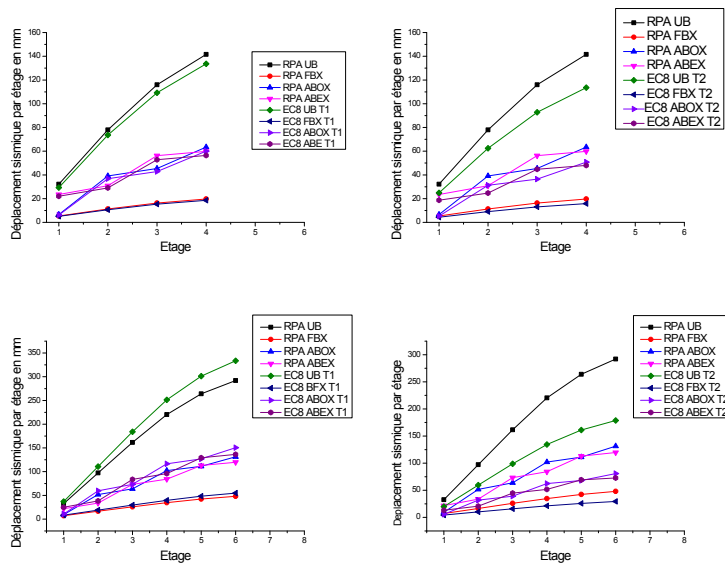


Figure 5. Comparaison des variations des déplacements sismiques d'étage à 4, 6 et 10 étages des structures en X L/H=2 selon RPA et EC8.

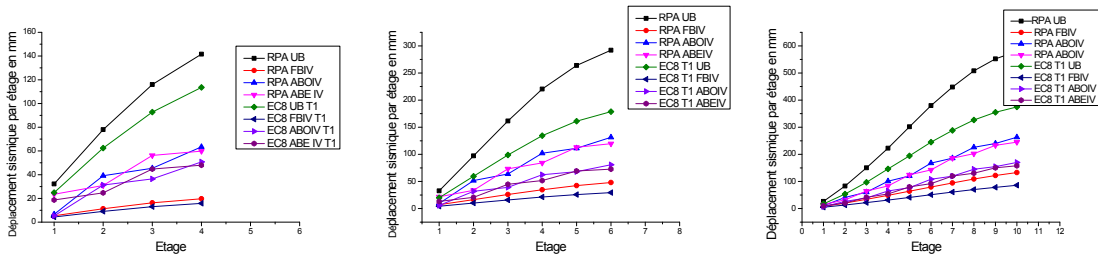


Figure 6. Comparaison des variations des déplacements sismiques d'étage à 4, 6 et 10 étages des structures en IV L/H=2 selon RPA et EC8

En ce qui concerne les déplacements d'étages, ici les déplacements sismiques, on remarque que les déplacements suivent à peu près la même allure géométrique, sauf pour le cas des structures à contreventement alterné ou on peut remarque une intersection de ces mêmes courbes. Outre, les déplacements issus de l'application du RPA sont toujours supérieurs à ceux donnés par EC8 pour les deux types de séisme, spécialement pour le séisme du

type 2 de l'EC8. On remarque aussi que pour les structures élancées les deux types de contreventement se rapprochent en termes de déplacement. On n'aborde pas, pour le moment, le déplacement relatif d'étage où le Code algérien est très pénalisant par rapport au code européen EC8 qui corrige les déplacements d'étage par un coefficient de 0.5 pour le cas des structures étudiées. On s'attend donc à ce que la condition de 1% de la hauteur d'étage, c'est-à-dire 3 cm pour l'ensemble des structures quelque soit leur hauteur, soit largement dépassée pour passer donc à la vérification de la condition de non -linéarité géométrique connu sous le nom des effets (P- $\Delta$ ) et même un redimensionnement des structures.

L'adoption d'un contreventement alterné donne de bons résultats en réduisant les déplacements d'étage, surtout dans le cas de structures basses, son influence se trouve diminuée au fur et à mesure que le nombre d'étages augmente.

## **5. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

Les résultats exposés et discutés dans cet article font partie d'une analyse qui s'inscrit dans un programme plus vaste qui comporte des analyses linéaire et non-linéaire de ces mêmes structures. Dans le présent article, on s'est limité à présenter une partie des résultats obtenus issus de la méthode statique équivalente (Méthode des Forces Latérales selon EC8).

D'après cette analyse qui reste encore incomplète et limitée, on a pu constater que le rapport L/H est un facteur très important. Aussi, on put remarquer que le type de contreventement et surtout sa configuration peuvent aussi avoir une influence considérable sur le comportement libre et forcé des structures métalliques. Le nombre d'étages est aussi un paramètre important dans l'étude.

En effet, l'analyse modale libre des structures étudiées, y compris celles de 2, 8 étages, a montré que les structures à rapport L/H plus élevé sont plus rigides. On a aussi pu remarquer que pour les structures élancées ou moyennement élancées, les valeurs des périodes se rapprochent les unes des autres quelque soit le type de contreventement utilisé. Les déformées issues de l'analyse libre donnent les mêmes formes pour un mode déterminé. Pour atteindre les 90% de la masse participante, les structures n'ont pas besoin d'aller aux modes supérieurs, le troisième mode suffit pour atteindre le pourcentage recommandé. Les efforts sismiques onnés par le règlement RPA se trouvent entre les prédictions du EC8, ils sont inférieurs aux résultats du séisme du type 1 et supérieurs aux prédictions sont toujours supérieurs à ceux donnés par EC8. Ceci est du probablement à la valeur du coefficient de comportement recommandé R qui reste toujours élevée, figé et surtout forfaitaire quelque soit la hauteur de la structure ce qui ne semble ne être pas correct, il a été montré que la valeur du coefficient de comportement R ( $q$ ) est liée à la période et au ratio de ductilité de la structure.

L'étude pour la détermination des déplacements d'étage, en cours de réalisation, et la conduite d'une analyse de l'effet (P- $\Delta$ ) donc la non-linéarité géométrique et bien sûr une comparaison des résultats entre EC8 et RPA, qui reste toujours pénalisant par rapport au code Européen.

Une analyse spectrale multimodale est en cours pour les structures décrites dans cet article. Une analyse statique non-linéaire ou analyse par poussée progressive ou Pushover est aussi en cours pour vérifier réellement le point de performance de chaque type de structure et par suite se prononcer sur les recommandations du RPA.

L'extension naturelle de l'étude est l'introduction des systèmes de contreventement excentré, totalement absent dans le RPA, et de voir quels sont les avantages à tirer de cette configuration mondialement acceptée et par suite l'enrichissement du RPA par des recommandations pratiques.

Il serait aussi très intéressant d'élargir la présente étude aux structures réellement élevées et élancées (10 étages et plus) pour voir si les conclusions ci-dessus peuvent être adoptées et généralisées. Il serait également intéressant d'analyser les structures par une des procédures adaptative et non adaptative, en tenant compte de l'effet des modes supérieurs sur le comportement post-élastique des structures métalliques, la méthode statique non-linéaire (Pushover) [20, 21,22] pour voir également l'effet du nombre d'étages sur la résistance ultime des structures métalliques dimensionnées selon les critères de forts poteaux contre faibles poutres.

## **6. BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003. Ministère de l'habitat [3] Document technique réglementaire DTR B C 2 48. Compléments aux règles parasismiques algériennes RPA99/2003 (avant-projet RPA2010).
- [2] EN 1998-1 : (2004), Octobre 2004 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [3] Pierre Alain Nazé : Contribution à la prédiction du dommage des structures en BA sous sollicitations sismiques. Thèse de Doctorat 2004 Ecole Doctorale : Mega.
- [4] Elghazouli, A. Y. (2007) Seismic design of steel structures to Eurocode 8, the structural Engineer 2007. stbu.2005.158.4.229.
- [5] Elnashai A.S., and Di Sarno, L. (2008), Fundamentals Of Earthquake Engineering, Edition 1<sup>st</sup> published 2008, © John Wiley & Sons, Ltd.
- [6] Aribert, J.M Martin P.O: Effets du séisme sur les structures métalliques. Edition CSTB avril 2011.
- [7] Bisch Ph: Eurocode 8 C3 292-1 Technique de l'Ingénieur.
- [8] Lestuzzi P. (2009), Analyse et dimensionnement sismiques, Ellipses Edition Marketing S.A .
- [9] Awkar, J.C., Lui, E.M. (1999), Seismic analysis and response of multi-storey semi- rigid frames, Engineering structures Elsevier.
- [10] Elghazouli A Y. Seismic Design of Buildings to Eurocode 8, First published 2009
- [11] CCM 97 Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Acier. Ministère De L'habitat, Document Technique Réglementaire DTR B.C.244
- [12] EC3 ENV 1993-1-1: 1992- Eurocode 3: Calcul des structures en acier, document d'application nationale Partie 1-1 Règles générales pour bâtiments.
- [13] Plumier A. Constructions En Zone Sismique Conception Parasismique, Faculté des Sciences Appliquées Département d'Architecture, Géologie, Environnement & Constructions.
- [14] Chanti A. Dynamique des structures. OPU 1995.
- [15] Capra, A., Davidovici, V. (1982), Calcul Dynamique des Structures en zone sismique, Edition Eyrolles deuxième édition revue et corrigée.
- [16] Chopra A. (1995), Dynamics of structures, theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- [17] Chopra A. Dynamics of structures A Primer. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California 94/97.
- [18] Clough, R.W., Penzien, J. (1995), Dynamics Of Structures, Third Edition Computers & Structures, Inc. University Ave. Berkeley, Ca 94704 USA.
- [19] LUSAS version 14. Forge House, 66 High Street, Kingston upon Thames, Surrey, KT1 1HN, United Kingdom.
- [20] SAP2000 Structural Analysis Program version 14. Computers and structures, Inc, Berkeley, USA.
- [21] Datta, T.K. (2010), Seismic Analysis Of Structures, John Wiley & Sons(Asia) PteLtd, 2 Clement.
- [22] Oğuz S. (2005), Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures, Master Of Science In Civil Engineering, Middle East Technical University.

## TRAITEMENT D'UNE ANOMALIE DU SPECTRE DE CALCUL R.P.A.

BOULAOUAD ABDERRACHID<sup>1</sup>,  
<sup>1</sup>DEPT G. CIVIL, UNIV. M'SILA, [abd1\\_elwal@yahoo.fr](mailto:abd1_elwal@yahoo.fr)

### Thème N° 7: Règlementation Parasismique

#### Résumé

*Le spectre spécifique de calcul sismique proposé par les R.P.A. semble présenter une anomalie en comparaison avec les spectres sismiques réglementaires à travers le monde ainsi qu'avec les spectres issus du calcul direct, spécialement au niveau de la première branche du spectre, correspondant à la gamme des périodes courtes, qui est représentée par une ligne décroissante alors qu'elle devrait être croissante.*

*Une nouvelle formule est proposée pour corriger cette anomalie.*

Mots-Clés: R.P.A, spectre réglementaire, accélération spectrale, anomalie

### 1. INTRODUCTION

A l'instar des autres codes, les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A. 2003) proposent un spectre de réponse  $S_a/g$  directement utilisable pour les calculs de la force sismique à la base. Cependant, il s'avère que ce spectre présente une certaine anomalie facilement décelable au niveau de la première formule correspondant à la gamme de périodes (0- $T_1$ ) qui donne lieu à un segment de droite descendant dans la plupart des cas alors qu'il devrait être ascendant. Cette anomalie est mise en évidence puis traitée par la proposition d'une nouvelle formule plus adéquate.

### 2. SPECTRE SISMIQUE DE CALCUL RPA 2003 [1]

Le spectre de calcul ( $S_a/g$ ) est représenté par les équations suivantes:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 & (1a) \\ 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 & (1b) \\ 2.5\eta \cdot (1.25 A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} & (1c) \\ 2.5\eta \cdot (1.25 A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3.0 \text{ s} & (1d) \end{cases}$$

où:  $T$  est la période fondamentale de la structure donnée par l'équation empirique suivante:

$$T = C_t \cdot (H_n)^{3/4} \quad (2)$$

$T_1 = 0.15$  s dans tous les cas tandis que  $T_2$  dépend du type de sol ( $T_2 = 0.4$  s pour sol ferme)

## TRAITEMENT D'UNE ANOMALIE DU SPECTRE DE CALCUL R.P.A.

$C_t$  dépend du type de contreventement et  $H_n$  est la hauteur totale  
 $\eta$  est un facteur de correction d'amortissement donné par l'équation (3):

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (3)$$

où  $\zeta$  est le pourcentage d'amortissement critique  
 $A$  est le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 1:

**Tableau 1. Valeurs du coefficient d'accélération de zone,  $A$**

| Groupe d'usage | Zone |                 |                 |      |
|----------------|------|-----------------|-----------------|------|
|                | I    | II <sub>a</sub> | II <sub>b</sub> | III  |
| 1A             | 0.12 | 0.25            | 0.30            | 0.40 |
| 1B             | 0.10 | 0.20            | 0.25            | 0.30 |
| 2              | 0.08 | 0.15            | 0.20            | 0.25 |
| 3              | 0.05 | 0.10            | 0.14            | 0.18 |

$Q$  est le facteur de qualité dépendant de la géométrie et de la qualité de contrôle de la construction. Les valeurs de  $Q$  étant comprises dans l'intervalle (1, 1.35), la valeur moyenne est 1.175.  
 $R$  est le coefficient de comportement global de la structure (tableau 2):

**Tableau 2. Valeurs du coefficient de comportement,  $R$**

| Type de contreventement | Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide | Portiques contreventés par des voiles | Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide | Console verticale à masses réparties |
|-------------------------|--|---------------------------------------|--|--------------------------------------|
| R                       | 5  | 4                                     | 3.5  | 2                                    |

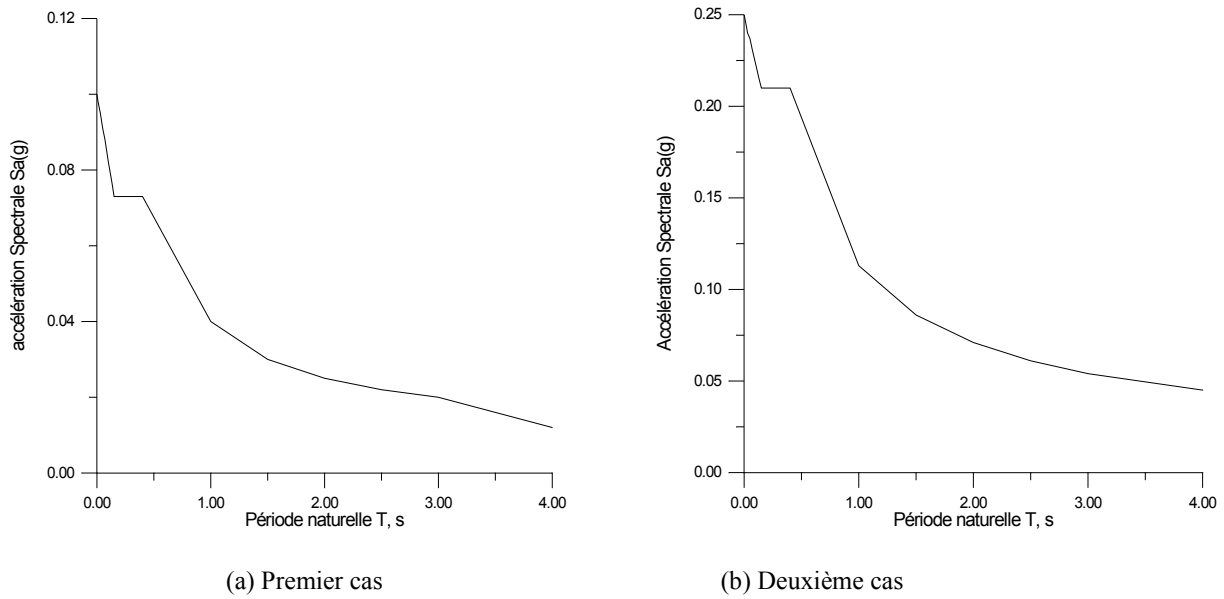
### 3. ANOMALIE DU SPECTRE SISMIQUE ALGERIEN DE CALCUL

Pour application, deux cas ont été considérés, avec  $T_2 = 0.4s$  (sol ferme),  $Q = 1.175$  et  $\zeta = 5\%$

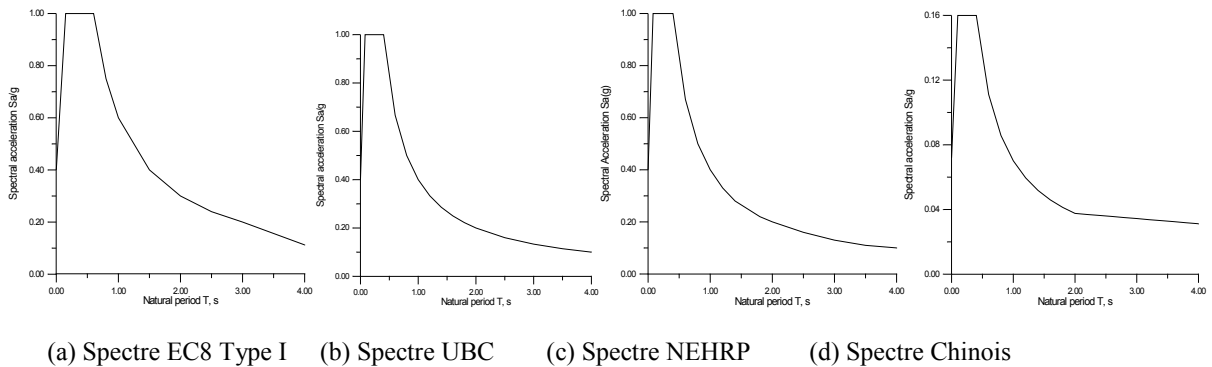
Premier cas:  $A = 0.08$  et  $R = 4$ . Deuxième cas:  $A = 0.2$  et  $R = 3.5$

La comparaison du spectre des R.P.A. avec d'autres spectres réglementaires à travers le monde a montré une anomalie dans le spectre Algérien, précisément au niveau de la première branche correspondant à l'équation (1a): la courbe est une ligne décroissante dans le spectre Algérien (figures 1a et 1b) alors que c'est une ligne croissante dans les autres spectres (figures 2a, 2b, 2c et 2d). Ces quatre dernières figures représentent, respectivement, les spectres EC8 (Type I), UBC 97, NEHRP 97 et Chinois, pour un amortissement de 5%

**TRAITEMENT D'UNE ANOMALIE DU SPECTRE DE CALCUL R.P.A.**

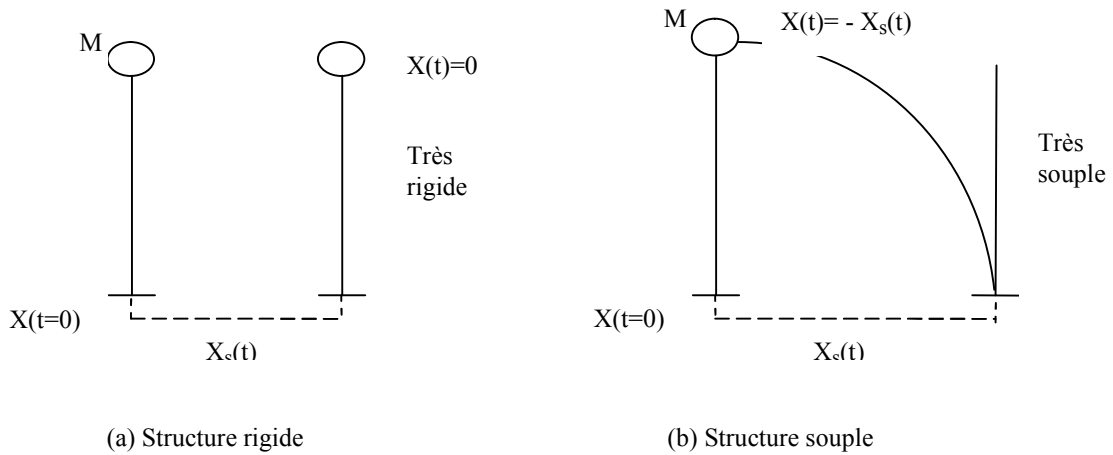


**Figure 1. Spectres RPA pour  $\zeta = 5\%$**



**Figure 2. Spectres de calcul EC8 Type I, UBC 97, NEHRP 97 et Chinois pour  $\zeta = 5\%$**

En outre, cette anomalie est confirmée par la construction de spectres accélération à l'aide de méthodes numériques et d'accélérogrammes réels. Sur ces spectres (figures 4a et 4b), on peut aisément noter que, sur la première partie de la courbe correspondant à l'intervalle de périodes  $(0-T_1)$ , qui est approximativement une ligne droite, l'accélération spectrale est croissante et que lorsque  $T \rightarrow 0$ ,  $S_a$  tend vers l'accélération maximale du sol  $|\ddot{X}_s \max|$  ou PGA. Ce dernier constat est dû au fait que pour un oscillateur infiniment rigide, le déplacement relatif est nul ce qui fait que le déplacement total et l'accélération totale sont égaux à ceux du sol [2]. Ce fait peut être illustré par la considération des limites des spectres de réponse, comme suit:



**Figure 3.** *Limites des spectres de réponse*

$$\ddot{X}_a + 2.\xi.\omega.\dot{X} + \omega^2 X = 0$$

$$X = 0 \Rightarrow \ddot{X}_a = \ddot{X}(t) + \ddot{X}_s(t) = \ddot{X}_s(t)$$

$$\ddot{X}_a + 2.\xi.\omega.\dot{X} + \omega^2 X = 0$$

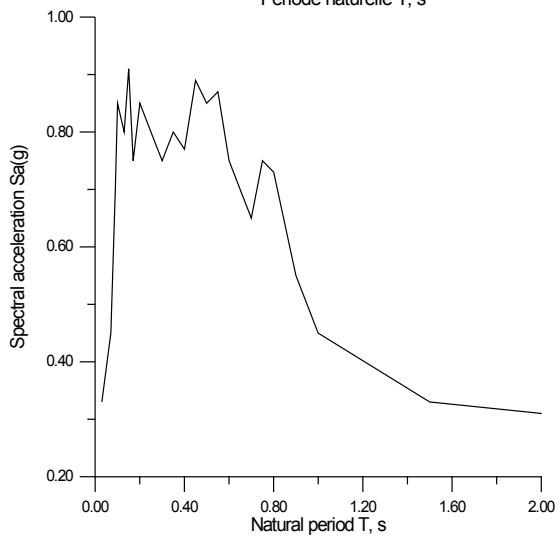
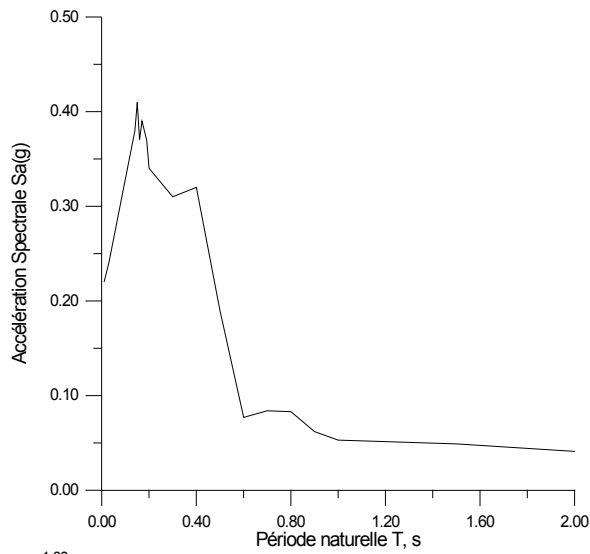
$$\ddot{X}(t) = -\ddot{X}_s(t) \Rightarrow X(t) = -X_s(t)$$

où:  $X$ ,  $\dot{X}$ ,  $\ddot{X}$ ,  $\ddot{X}_a$ ,  $X_s$  et  $\ddot{X}_s$  sont respectivement: les déplacement, vitesse et accélération relatifs, l'accélération absolue, le déplacement du sol et l'accélération du sol.

Si la structure est très rigide (i.e. T très faible), la masse suit pratiquement le mouvement du sol de sorte que son accélération relative est nulle.

Si la structure est très souple (T très élevée), c'est la base de la structure qui suit le mouvement du sol sans que la masse ne se déplace, de sorte que son accélération relative est égale à l'accélération du sol. Ainsi, dans tous les cas, l'accélération relative ne dépasse pas l'accélération maximale du sol et, par conséquent:

$$\frac{S_a}{g} \leq \left| \ddot{X}_s \max \right|, \text{ pour toute valeur de } T [2].$$



(a) Spectre pour le séisme de Chlef

(b) Spectre pour le séisme d'El Centro

**Figure 4.** Spectres de réponse élastiques pour les séismes de Chlef et El Centro avec  $\zeta = 5\%$

#### 4. Analyse de l'anomalie

Pour que la première branche du spectre soit une ligne croissante, la pente obtenue par dérivation de l'équation (1a) en fonction de la période doit être positive, ce qui conduit à:

$$R_{\max} = 2.937 \eta \cdot Q \quad (4)$$

Pour  $Q = 1.175$  et  $\zeta = 5\%$  (i.e.  $\eta = 1$ ),  $R_{\max} = 2.937$ . Cela veut dire que l'anomalie a lieu pour tous les cas du tableau sauf celui qui correspond à  $R = 2$ .

Ce constat est confirmé par les exemples donnés précédemment (figure1).

#### 5. Formule Proposée

La formule proposée est basée sur les considérations suivantes:

- la partie du spectre correspondant à cette formule doit être une ligne croissante.
- Sur cette branche, lorsque  $T \rightarrow 0$ ,  $S_a / g$  tend vers le PGA, comme il a été mentionné précédemment.
- La moyenne des PGA max enregistrés jusqu'à présent en Algérie est de 0.48 [3].



## TRAITEMENT D'UNE ANOMALIE DU SPECTRE DE CALCUL R.P.A.

---

-A cause de la continuité de la courbe spectrale, la valeur de  $S_a/g$  obtenue à l'aide de l'équation (1a) doit être la même que celle donnée par l'équation (1b) et ce pour  $T = T_1$ .  
Ainsi, au lieu de l'équation (1a), la formule proposée pour la première branche est la suivante:

$$\frac{S_a}{g} = 1.25 \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] + \alpha \cdot (T_1 - T) \quad \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \quad (5)$$

Où  $\alpha$  est un paramètre tenant compte du fait que  $\frac{S_a}{g} = PGA$  pour  $T = 0$ . Il est donné par l'équation (6):

$$\alpha = \frac{PGA - 1.25A}{T_1} \quad (6)$$

Pour avoir une ligne croissante, la pente obtenue en dérivant l'équation (A1-5) par rapport à  $T$  doit être positive, ce qui conduit à:

$$\frac{1.25A}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) - \alpha > 0 \quad (7)$$

En utilisant simultanément les équations (6) et (7) pour  $T_1 = 0.15$  et  $Q = 1.175$ , l'inégalité précédente conduit à:

$$R_{max} = 3.67 \cdot \eta \cdot \frac{A}{PGA} \quad (8)$$

En prenant  $A = 1.25 PGA$  (i.e.  $\alpha = -3.A$ ), on obtient:

$$R_{max} = 4.59 \eta \quad (9)$$

Les valeurs de  $R_{max}$  correspondant à  $\zeta = 5\%$  et  $\zeta = 7\%$  sont, respectivement,  $R_{max} = 4.59$  et  $R_{max} = 4.03$ .  
Ainsi, la condition de l'inégalité (9) est satisfaite pour toutes les valeurs données au tableau (2) sauf pour  $R = 5$ . Cependant, cette valeur semble excessive selon une étude du facteur de réduction menée récemment par Djebbar et al [4] qui ont montré que la valeur recommandée par les R.P.A. pour l'intervalle des périodes courtes, correspondant aux structures hautement ductiles ( $\mu \geq 4$ ,  $R = 5$ ), n'est pas appropriée et qu'elle doit être réduite.

Finalement, si la valeur  $R = 5$  est exclue pour la première branche correspondant au domaine des périodes courtes, la valeur maximale proposée par les R.P.A. est  $R = 4$ . Ainsi, la condition de l'inégalité (9) est satisfaite dans tous les cas possibles, même pour  $\zeta = 7\%$  (i.e.  $\eta = 0.88$ ) qui est la plus grande valeur préconisée par les R.P.A. dans le cas des portiques en B.A.

La formule adéquate proposée pour corriger l'anomalie est:

$$\frac{S_a}{g} = 1.25 \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] - 3.A \cdot (T_1 - T) \quad \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \quad (10)$$

La figure (5) montre, par exemple, les spectres corrigés correspondant à ceux donnés en figure (1)

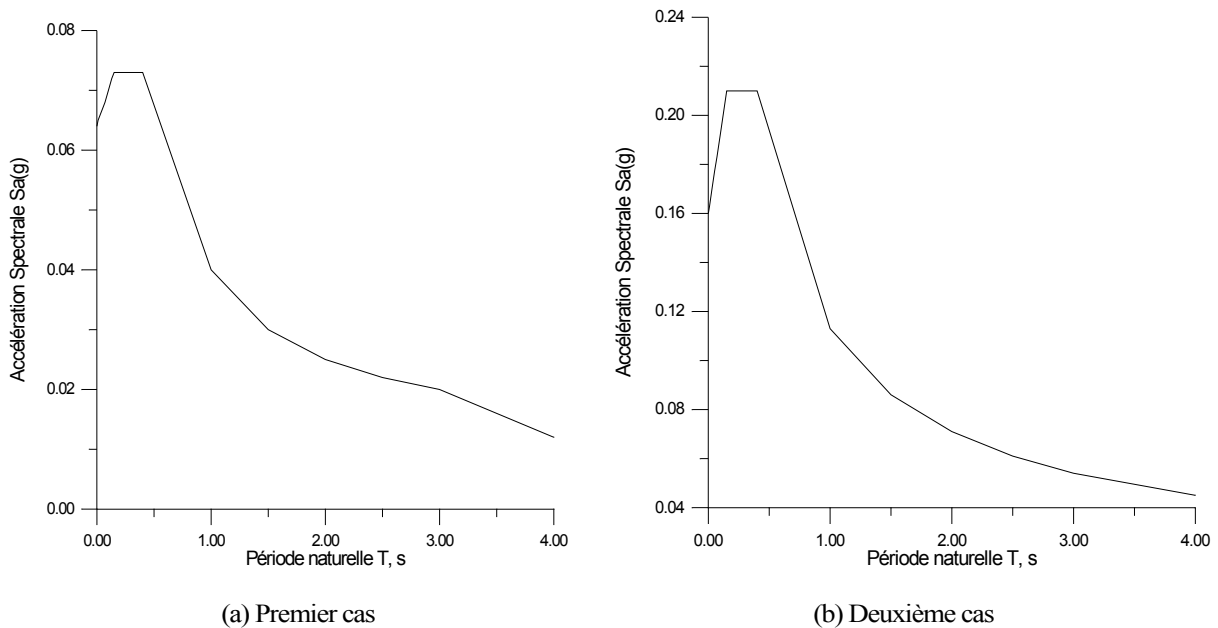


Figure 5. Spectre de calcul proposé ( $\zeta = 5\%$ )

### Conclusion

L'anomalie du spectre de calcul au niveau de la première branche qui a été mise en évidence a été corrigée par la proposition d'une formule simple et bien appropriée sous réserve de limiter supérieurement le facteur de comportement R à la valeur 4.

### Bibliographie

- [1] Ministère de l'Habitat Algérien (2003), Règles Parasismiques Algériennes, Algérie
- [2] Haikal G. (2003), Overview of Elastic and Inelastic Response Spectra, Final Report, Mid-America Earthquake Center CBE Institute Texas A& M University College Station, U.S.A.
- [3] Pelaez J.A., Hamadache M. and Cascado C.L. (2005), Updating the Probabilistic Seismic Hazard Values of Northern Algeria with the 21 May 2003 M6.8 Algiers Earthquake Included, Pure Appl. Geophys., N° 162, pp. 2163-2177.
- [4] Djebbar N., Djebbar A., Chair A. et Athmani A, (2009), Evaluation du facteur de comportement préconisé par le code RPA99, SDEICO, 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, Oran, Algérie, pp. 189-196.
- [5] Lam N., Wilson J. and Hutchinson G. (1998), The ductility reduction factor in the seismic design of buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 27, pp. 749-769.

## SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES PORTIQUES MÉTALLIQUES EN SITUATION D'INCENDIE

**BENLAKEHAL NOURREDINE<sup>1</sup>, LAMRI BELKACEM<sup>1</sup>, KADA ABDELHAK<sup>1</sup>,  
BOUCHAIR ABDELHAMID<sup>2</sup>, MESQUITA LUIS M.R.<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> LABORATOIRE DE STRUCTURES, GEOTECHNIQUE ET RISQUES, UNIVERSITÉ HASSIBA BENBOUALI  
DE CHLEF, FACULTE DE GÉNIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE, DEPARTMENT DE GÉNIE CIVIL, BP 151,  
ROUTE DE SENDJAS, CHLEF 02000, ALGERIA. E-MAIL: N\_BLK@YAHOO.FR

<sup>2A</sup> CLERMONT UNIVERSITÉ, UNIVERSITÉ BLAISE PASCAL, INSTITUT PASCAL, BP 10448, 63000  
CLERMONT FERRAND, FRANCE

<sup>2B</sup> CNRS, UMR 6602, INSTITUT PASCAL, 63171 AUBIÈRE, FRANCE

<sup>3</sup> APPLIED MECHANICS DEPARTMENT, POLYTECHNIC INSTITUTE OF BRAGANÇA, AP. 1134, 5301-857  
BRAGANÇA, PORTUGAL

### Thème N°10 : Risque d'incendie

#### Résumé

*Pour des raisons pratiques d'exploitation et de durabilité, les bâtiments industriels, sont dans la majorité des cas conçu en charpente métallique. Cependant le matériau acier quoi que ductile, il reste vulnérable aux excès de températures. Les récents événements d'incendies concernant les structures et bâtiments industriels de Sonatrach, à Alger dans une zone urbaine ou à Skikda dans une zone industrielle, nous rappellent le danger réel et le risque potentiel des incendies. Les nouvelles normes Européennes définissent des exigences actives et passives concernant le comportement au feu des bâtiments industriels.*

*L'objectif de ce travail concerne l'étude du comportement non-linéaire des structures industrielles en acier selon plusieurs scénarios de feu. L'analyse numérique par la MEF et utilisant le logiciel ANSYS est considérée afin d'évaluer la résistance de ces structures et d'optimiser leur protection au feu. Une analyse, utilisant les non linéarités géométrique et matérielle, est conduite avec une variation progressive des températures jusqu'à la ruine. Différents taux de chargement ainsi que différents scénarios de feu seront utilisés pour évaluer la température critique ainsi que les déplacements des portiques en fonction de l'évolution de la température.*

**Mots clés:** bâtiments industrielles, portiques métalliques, incendie, hautes températures, simulation numérique

### 1. INTRODUCTION

L'incendie représente un risque majeur dans le domaine du génie civil et notamment dans le bâtiment. Il peut causer des pertes humaines et matérielles considérables. Lors d'un incendie, les éléments d'un bâtiment perdent de leur résistance mécanique du fait de l'augmentation de la température, ceci entraîne la ruine plus ou moins importante du bâtiment. Ceci est dû essentiellement au mauvais comportement du matériau acier sous l'effet de hautes températures où la limite élastique  $f_y$  et le module de Young  $E$  subissent une dégradation importante [1].

De nombreuses études tiennent compte de leurs effets sur des éléments de structures poutres ou poteaux pris isolément et sous des conditions limites les plus divers [2-5]. Cependant l'étude de leur comportement structural dans un contexte de portique, en 2D où dans un ouvrage industriel en 3D, nécessite des modèles numériques plus élaborés auxquelles les nouvelles normes Européennes datant du 5 Aout 2002 répondent par des exigences prescriptives [6]. Ces dernières sont énumérées comme suit :

- En cas d'incendie se déclarant dans une des cellules du bâtiment, il ne doit pas y avoir d'effondrement de la structure vers l'extérieur.

- En cas d'incendie se déclarant dans une des cellules du bâtiment, la ruine de cette cellule ne doit pas entraîner la ruine des cellules avoisinantes.
- Le comportement de la structure au voisinage des éléments séparatifs coupe-feu doit permettre à ces derniers de conserver leur qualité coupe-feu pendant la durée requise.

Afin de répondre à ces critères de performance, plusieurs études paramétriques pour les bâtiments industriels en charpente métallique ont été menées dans le cadre d'un projet de recherche Européen. Ces études ont permis d'élaborer des méthodes simplifiées de dimensionnement, essentiellement prescriptives selon des scénarios d'incendie [7].

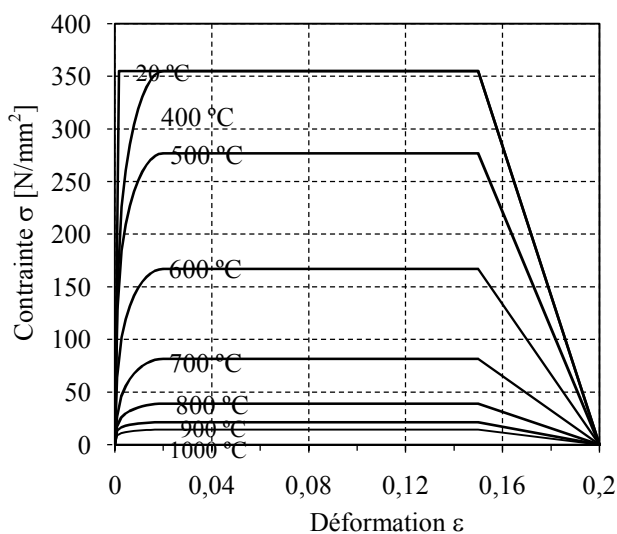
Cependant le comportement réel des bâtiments industriels en situation d'incendie nécessite la considération de paramètres plus complexes tels que le comportement non-linéaire du matériau acier et la dégradation des caractéristiques thermomécaniques de ce dernier. Seul un calcul avancé utilisant la modélisation par des logiciels en éléments finis permet une analyse globale de la structure (ANSYS, ABAQUS, SAFIR, ...) en prévoyant des scénarios de feu les plus divers [8-10].

Cet article a pour objectif de procéder, par une simulation numérique, à l'étude du comportement non-linéaire de portiques à double versants. Les modèles sont élaborés selon plusieurs scénarios de feu sous incendie ISO 834 [11] en utilisant le logiciel ANSYS [12]. L'analyse, utilisant la non linéarité géométrique et la non linéarité du matériau, est conduite avec une variation progressive des températures jusqu'à la ruine. Différents taux de chargement ainsi que différents scénarios de feu sont utilisés pour évaluer la température critique ainsi que les déplacements des portiques en fonction de l'évolution de la température. Les résultats de cette étude seront comparés à ceux calculés par les méthodes simplifiées de l'EC3 [1].

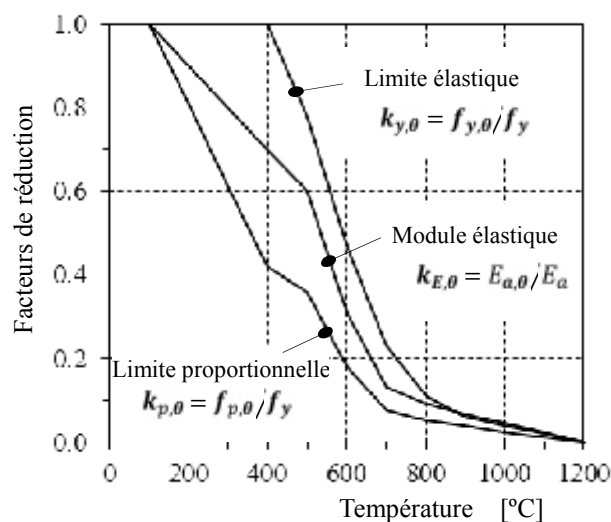
## 2. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE L'ACIER AUX TEMPÉRATURES ÉLEVÉES

### 2.1 Relations contrainte-déformation

Pour les matériaux tels que l'acier, l'accroissement de température conduit à la diminution des propriétés mécaniques tels que la limite d'élasticité  $f_y$  et le module de Young  $E$ .



**Figure 1 :** Contraintes-déformations de l'acier S355 à différentes températures



**Figure 2 :** Coefficient de réduction de l'acier aux températures élevées

On peut constater que la perte significative en résistance pour l'acier commence à 400 °C. A 600°C, sa résistance est réduite approximativement de 50%. En revanche, sa raideur pourrait être réduite de 70% d'environ.

L'Eurocode 3 [1] donne une formule approximative du facteur de réduction pour la limite d'élasticité  $k_{y,\theta}$  en fonction de la température  $\theta$  :

$$k_{y,\theta} = \left[ 0.96741 \left( 1 + e^{\left( \frac{\theta-482}{39.19} \right)} \right) \right]^{-1/3.833} \quad (1)$$

et du facteur de réduction du module de Young  $k_{E,\theta}$  selon la figure 2.

## 2.2 Dilatation thermique

Pour le matériau acier, l'Eurocode 3 [1] propose des formules empiriques de la dilatation thermique  $\Delta L/L$  en fonction de la température.

$$\begin{aligned} (\Delta L/L)_a &= -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \theta + 0.4 \cdot 10^{-8} \theta^2 && \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \\ (\Delta L/L)_a &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{pour } 750^\circ\text{C} \leq \theta \leq 860^\circ\text{C} \\ (\Delta L/L)_a &= -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta && \text{pour } 860^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (2)$$

Pour des calculs simplifiés, l'EC3 [1] propose une valeur constante de  $\alpha$  égale à  $14 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ .

## 3. DONNÉES DE BASE

### 3.1 Modèles d'incendie

Bien que les paramètres qui gouvernent les conditions de développement d'un incendie réel sont nombreux (quantité et nature des matériaux combustibles, types de parois du compartiment et conditions de ventilation), un modèle de feu plus sévère, ISO 834, a été adopté, figure 3. Cette dernière représente l'action d'un incendie dans un bâtiment à compartiment dit confiné selon la formule donnée par l'Eurocode 1 partie 1-2 [11]:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3)$$

Où :  $\theta_g$  est la température des gaz en  $[\text{ }^\circ\text{C}]$  et  $t$  est le temps en  $[\text{min}]$

### 3.2 Evolution de la température dans les profilés métalliques

La courbe d'évolution de la température dans la section des profilés métalliques, IPE300 et IPE360, constitue la sollicitation thermique adoptée dans le modèle étudié [13]. L'accroissement de la température  $\Delta\theta_{a,t}$ , pour les sections non protégées, est donné par la formule (4) [1]:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{1}{c_a \rho_a} \cdot \left( \frac{A_m}{V} \right) \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t \quad [^\circ\text{C}] \quad (4)$$

Où  $k_{sh}$  est le facteur de correction pour l'effet d'ombre;  $A_m/V$  est le facteur de massivité pour les éléments en acier non protégés;  $c_a$  est la chaleur spécifique de l'acier  $[\text{J/kgK}]$ ;  $\dot{h}_{net,d}$  est la valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface  $[\text{W/m}^2]$ ;  $\Delta t$  est l'intervalle de temps  $[\text{s}]$ ;  $\rho_a$  est la masse volumique de l'acier  $[\text{kg/m}^3]$ .

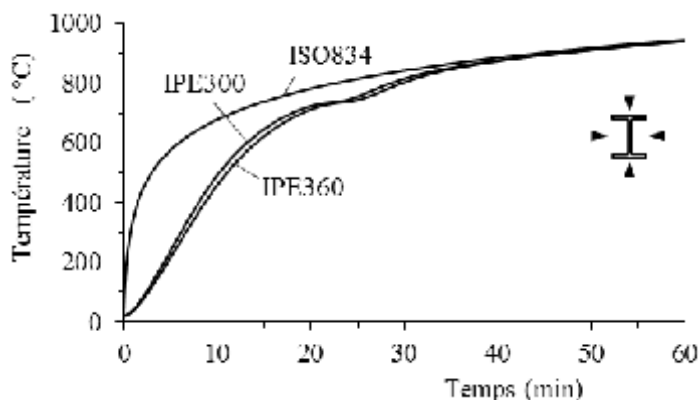


Figure 3 : Courbe ISO834 et profils de température /temps dans les sections

### 3.3 Données structurales et sollicitations

Le but est d'étudier un portique à double versant représentatif de structure de contreventement pour les bâtiments industriels dont les montants sont bi-articulés à leurs bases par soucis d'allègement des fondations.

Le modèle choisi du portique est de hauteur égale à 7.5 m et d'une traverse de longueur égale à 20 m. La hauteur du portique à mi-travée est de 8 m, donnant une inclinaison à la traverse de 5% dans chaque extrémité. Les données de sollicitations représentant, le poids de la toiture et des pannes est de  $0.25 \text{ kN/m}^2$ , le poids du bardage des façades est de  $0.15 \text{ kN/m}^2$ , le poids de la neige est de  $0.55 \text{ kN/m}^2$  et la charge du vent est de  $0.555 \text{ kN/m}^2$ .

Un dimensionnement à froid du portique a été mené en utilisant le logiciel «Portal» établi par le CTICM [14]. Ceci a donné pour les montants un profil IPE 360 et pour la traverse un profil IPE 300. L'acier considéré est de nuance S355 en conformité avec les exigences sévères d'un environnement sous de très hautes températures. Aux extrémités de la traverse, la liaison de cette dernière aux montants est considérée comme rigide. A leurs bases, les montants sont articulés aux socles des fondations.

Pour le calcul aux températures élevées, seules les charges verticales dues à G (toiture et bardage) et S (neige) sont considérées dans l'analyse.

Le modèle choisi est représenté sur la figure 4.

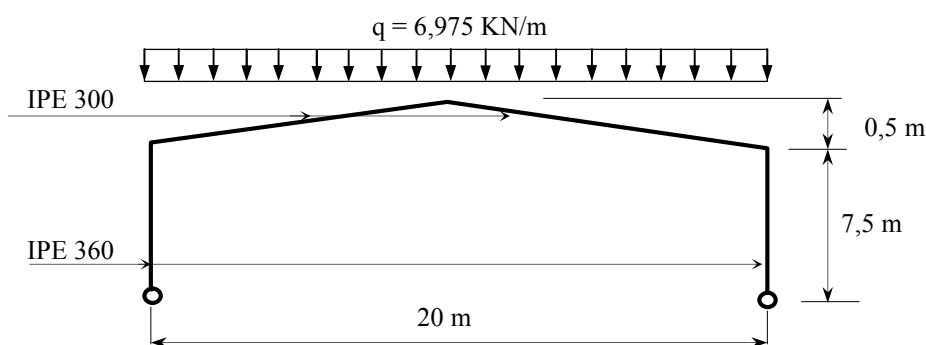


Figure 4 : Modèle de portique à analyser

## 4. MODÉLISATION NUMÉRIQUE UTILISANT LE LOGICIEL ANSYS

Le but de cet article est de produire un modèle numérique permettant de reproduire le comportement des portiques métalliques à double versant sous des conditions d'incendie et intégrant les paramètres

thermomécaniques de l'acier ( $c_a, E, f_y, \alpha$ ) variant en fonction de la température.

Le logiciel aux éléments finis ANSYS a été utilisé pour permettre cette modélisation utilisant les non linéarités géométrique et matérielle. L'élément «beam189» a été choisi pour modéliser au mieux les lois de comportement du matériau acier et en particulier l'évolution progressive de la plasticité sur la hauteur de la section. La non linéarité du matériau est établie par les diagrammes contraintes-déformations de la figure 1. Le coefficient de dilatation thermique est fonction de la température selon les équations (2).

#### 4.1 Hypothèses

Le modèle numérique tient compte des hypothèses suivantes:

- Température uniforme dans les éléments métalliques,
- Non linéarité géométrique en grands déplacements,
- Non linéarité matérielle  $\sigma$ - $\varepsilon$ , *comportement Multi- linéaire élastique sans "Strain Hardening"*,
- Les éléments du portique sont prémunis contre les déplacements latéraux.

#### 4.2 Discrétisation et modèle numérique

Les montants et la traverse ont été discrétisés respectivement en 15 éléments et 40 éléments selon leurs longueurs. L'élément «beam189» permet aussi la division selon la hauteur de la section pour permettre la prise en compte de la non linéarité du matériau. Pour les montants et la traverse, la section a été divisée en 8 éléments (voir figure 5).

Pour éviter tout déplacement latéral, les nœuds de la semelle supérieure pour les éléments verticaux (montant) et horizontaux (traverse) sont bloqués latéralement (sens z).

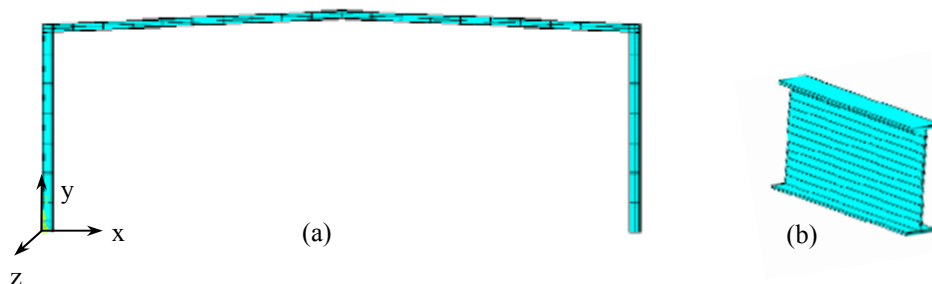


Figure 5 : Modèle numérique

(a) Discrétisation du portique      (b) discrétisation de la section

### 5. Analyse et résultats

Le calcul mécanique est effectué pour des températures dans les sections variant selon les courbes de la figure 3 pour un intervalle de temps pris égal à une seconde.

Un premier scénario (dit scénario 1) de feu représentant le cas d'un embrasement généralisé qui considère que toute la structure, figure 6, est soumise à l'action du feu ISO834 est considéré. Pour ce cas, un taux de chargement  $\eta$ , défini comme le rapport des effets des actions en situation d'incendie et ceux en situation à température normale, est pris variant entre 0.2 et 0.8.

La température critique est considérée atteinte quand le modèle cesse de converger.

Les valeurs des déplacements maximums au milieu de la traverse ainsi qu'à l'extrémité sont données par les figures 7 et 8.

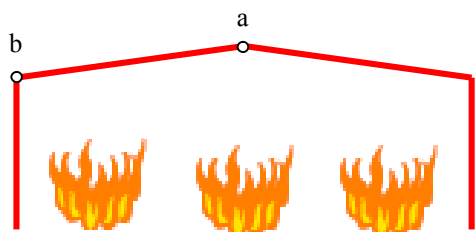


Figure 6 : Scénario (1) - Portique sous charge du feu généralisé

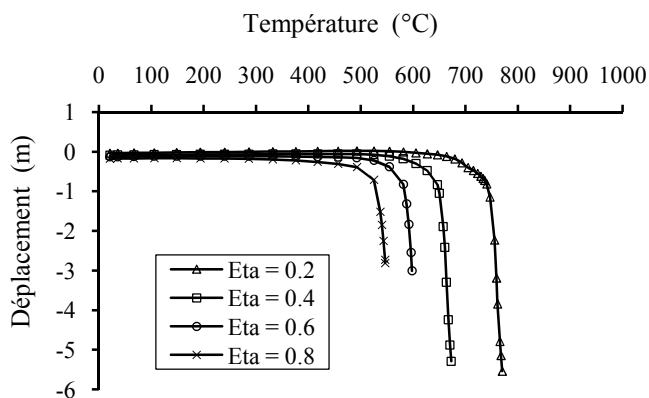


Figure 7 : Déplacement vertical du nœud a

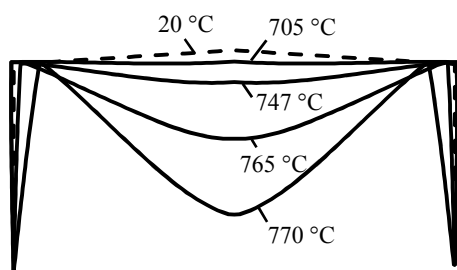


Figure 9 : Déformation du portique pour différentes températures (Eta=0.2)

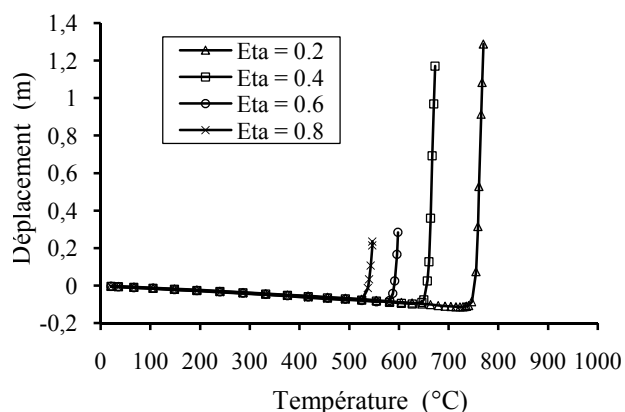
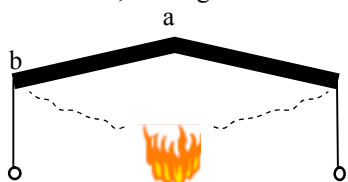


Figure 8 : Déplacement horizontal du nœud b

Les figures 7 et 8 montrent que la température critique diminue de 770 °C à 546 °C pour des taux de chargement  $\eta$ , variant de 0.2 à 0.8 respectivement.

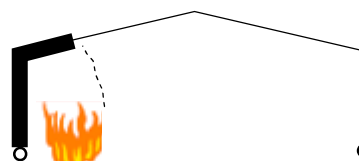
Après analyse de ce premier scénario, il en découle que le mode de ruine de portiques de bâtiments industriels se développe vers l'intérieur du bâtiment comme stipulé par les exigences des normes Européennes citées auparavant [6]. D'après les figures 7 et 8, on constate durant l'échauffement, que le portique se déforme légèrement vers l'extérieur à cause de la dilatation thermique de la traverse. Pour une température proche de la température critique, le portique revient brusquement vers l'intérieur entraîné par l'effet de corde de la poutre.

En plus du taux de chargement, les scénarios d'incendie peuvent aussi avoir une influence sur les déplacements de la structure et par conséquent sur son mode de ruine. Dans cette analyse, deux autres scénarios d'incendie ont été choisis en fonction de la protection des montants ou dans le cas d'un feu localisé impliquant un montant et une partie de la traverse, voir figure 10.



(a) Scénario (2) :

Echauffement total de la traverse



(b) Scénario (3) :

Echauffement localisé sur un montant et une partie de la traverse

Figure 10 : Profils d'échauffement du modèle pour différents scénarios d'incendie



Les figures 11 et 12 présentent les valeurs des déplacements au milieu de la traverse et en tête du montant en fonction des températures pour un taux de chargement égal à 0.2. Le choix de ce dernier est justifié par les effets des surcharges qui sont moindres pour les poteaux de hauteur inférieurs à 8 m [15].

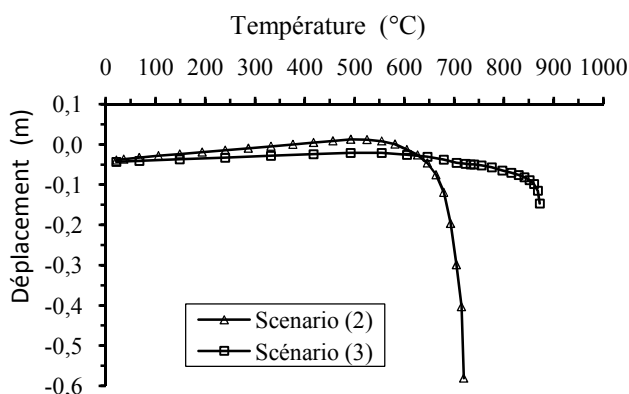


Figure 11 : Déplacement vertical du nœud a

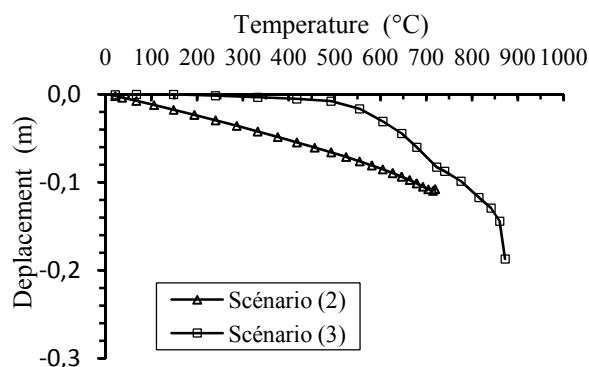


Figure 12 : Déplacement horizontal du nœud b

Les scénarios 2 et 3 révèlent des déplacements inférieurs à ceux du précédent ce qui est prédictible du fait que l'incendie n'est pas généralisé. Song [16] a montré que des simulations qui tiennent compte de l'approche dynamique peuvent divulguer des déplacements beaucoup plus importants si on ne désire pas se limiter à ceux du cas étudié dit statique.

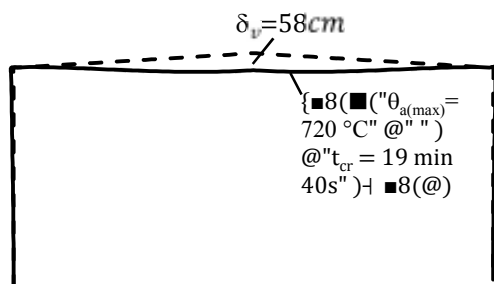


Figure 13 : Déformation du portique  
Scénario 2

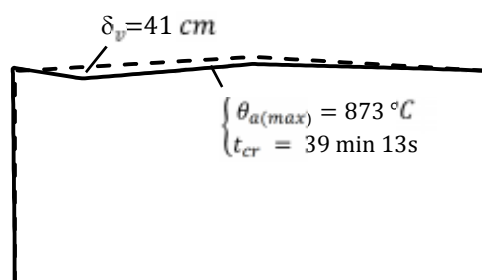


Figure 14 : Déformation du portique  
Scénario 3

Les figures 13 et 14 expriment des instabilités locales telles que la formation des rotules plastiques au niveau de la traverse du fait du type d'incendie qui est localisé pour ces deux cas de scénarios.

Un résumé regroupant les températures critiques calculées par le modèle numérique selon les trois profils de feux et celles calculées en utilisant les formules simplifiées de l'Eurocode 3 est donné par le tableau 1.

Le taux d'utilisation  $\mu_0$ , rapport de l'effet d'action sur la résistance de calcul correspondante de l'élément en situation d'incendie [11] présent dans la formule (5) de la température critique, est déterminé par le logiciel «Portal».

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (5)$$

Pour les deux modèles de calcul, Les valeurs des températures critiques du tableau 1, sont déterminées pour un même taux de chargement égal à 0.2.

**Tableau 1:** Températures critiques selon le modèle numérique et le modèle de l'EC3

| Modèle numérique (ANSYS) |                    | EC3      |         |                    |
|--------------------------|--------------------|----------|---------|--------------------|
| Profils d'échauffement   | $\theta_{cr}$ (°C) | Elément  | $\mu_0$ | $\theta_{cr}$ (°C) |
| 1                        | 770                | Traverse | 0,302   | 663                |
| 2                        | 720                | Montants | 0,226   | 707                |
| 3                        | 873                |          |         |                    |

Comme prévisible, les valeurs des températures critiques de l'Eurocode 3 (tableau 1) sont conservatives et celles de l'analyse par ANSYS révèlent la possibilité d'avoir des résistances au feu supérieures.

## 6. Conclusion

Cet article expose la simulation numérique en vue d'étudier le comportement des portiques de bâtiments industriels à double versants sous des conditions d'incendie. Les modèles sont analysés par le logiciel ANSYS et tiennent compte du comportement non-linéaire du matériau acier sous l'effet de hautes températures. Les paramètres qui influent sur le comportement au feu de ses structures, tels que le taux de chargement ainsi que les scénarios de feu, ont été étudiés. Les résultats obtenus en terme de déformation confirment ce comportement spécifique aux structures industrielles et reportés dans les rapports à savoir que celles-ci ont tendance à s'affaisser vers l'intérieur par rapport à la position initiale. Ce genre de comportement est d'autant plus souhaitable qu'il permet d'éviter la propagation de l'incendie aux structures proches. Aussi il relève de cette analyse que le taux de chargement a une influence sur la résistance des portiques métalliques à double versants qui s'exprime par une différence d'environ 220 °C entre les températures critiques minimale et maximale pour  $\eta$  variant de 0.2 à 0.8.

Enfin, la considération de scénarios d'incendie allant du feu généralisé à des feux localisés a montré que pour le premier scénario le comportement reste sévère et peut être évité en faveur des deux autres scénarios qui ont été analysés à cet effet. Il est donc recommandé de prendre les dispositions constructives adéquates pour les bâtiments industriels afin de favoriser les scénarios de feu localisés engendrant les mécanismes d'instabilité locale.

## Bibliographie

- [1] Eurocode 3, Calcul des Structures en Acier. EN 1993-1-2: Règles générales- Calcul du comportement au feu, 2003.
- [2] Abdelhak KADA, Belkacem LAMRI, Nourredine BENLAKEHAL, Belkacem ACHOUR, Abdelhamid Bouchaïr, Analyse non-linéaire de poutres métalliques PRS de longues travées sous l'effet de hautes températures dues à l'incendie, Revue Nature & Technologie, A-Sciences fondamentales et Ingénierie, N°8, Janvier 2013, pp. 27-34
- [3] L.M.R. Mesquita, P.A.G. Piloto, M.A.P. Vaz, P.M.M. Vila Real, Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams, Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 1435–1446
- [4] H. R. Mauroa, V.P. Silva, On the behaviour of single span steel beams under uniform heating, J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci & Eng. 2007, pp 115-122.

- [5] D. Talamona, J.M. Franssen, J.B. Schleich, J Kruppa, Stability of steel columns in case of fire: Numerical modeling, *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, N°6, pp. 713-720, 1997.
- [6] A.H. Buchanan, *Structural design for fire safety*, John Wiley & Sons 2001.
- [7] European Commission – Fire safety of industrial halls and low-rise buildings: realistic fire design, active safety measures, post-local failure simulation and performance based requirements, technical steel research, 2007
- [8] Vassart O., Cajot L.G., O'Connor M., Shenkai Y., Fraud C., Zhao B., *3D simulation of Industrial Hall in case of fire. In: Benchmark between ABAQUS, ANSYS and SAFIR*, Proceedings of the 10th international conference, vol. 2, London UK, Interscience Communication Limited, 2002.
- [9] P.J. Mossa, R.P. Dhakal a, M.W. Bongb, A.H. Buchanana Design of steel portal frame buildings for fire safety, *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 1216\_1224
- [10] V. de Souza Junior\*, G. J. Creus, and J.-M. Franssen, numerical modelling of a single storey industrial building at elevated temperature -comparison between the 2d and 3d analyses, *Mecanica Computacional* Vol. XXI, pp. 1986-1997.
- [11] Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-2: Règles Generales , actions sur les structures exposées au feu, 2002.
- [12] ANSYS 10.0, - Ansys user's Manuel for Revision 10.0, Analysis Systems, 2005.
- [13] Benlakehal N., Kada A., Lamri B., Achour B., Protection des structures métalliques sous l'effet d'incendie : Application du transfert de chaleur dans les profilés selon l'Eurocode 3, ALGERIE Equipement, *Revue Technique de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics*, N°47 Mai 2010
- [14] Portal V1.1, Logiciel de calcul des portiques selon CM66 et Eurocode 3, CTICM, France
- [15] Wong Y.S. (2001), "The Structural Response of Industrial Portal Frame Structures in Fire", PhD thesis, University of Sheffield.
- [16] Song YY et al., The behavior of single-storey industrial steel frames in fire. *International Journal of Advanced Steel Construction* 5(3):289-302, 2009.
- [17] J. Morel, *Calcul des structures métalliques selon l'EC3*, Edition Eyrolles, 1993.

# **11. Techniques d'amélioration des sols**

## IDENTIFICATION ET AMELIORATION DES SOLS GONFLANTS DE LA REGION DE L'OUEST ALGERIEN

Benaissa<sup>1</sup>, Bendani<sup>2</sup>, Missoum<sup>2</sup>, Laredj<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Magister, LCTPE, Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem [Ben\\_moh2010@yahoo.fr](mailto:Ben_moh2010@yahoo.fr)

<sup>2</sup>LCTPE, Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem.

### Thème N°8 : Techniques d'amélioration des Sols.

#### Résumé

Plusieurs furent les études effectuées sur le phénomène du gonflement des sols, ce phénomène qui reste toujours non maîtrisable, provoque des grands dégâts à travers le monde, et les études qui ont été menées même à présent, ont pour but d'atténuer l'intensité de ces dégâts, et ce en approfondissant nos connaissances sur le comportement des sols expansifs et en maîtrisant les facteurs qui pourraient influencer ce comportement. Dans le cadre de ce travail, il est étudié la stabilisation de deux argiles gonflantes l'une de M'zila et l'autre de Bourmadia. On peut trouver dans la littérature diverses méthodes de stabilisation des sols gonflants. Dans le but de valoriser certains matériaux, il a été adopté dans cette étude la stabilisation par ajout de la pouzzolane de Beni-Saf. Il sera présenté dans cet article des résultats expérimentaux obtenus sur les différents essais d'identification, et les essais oedométrique pour l'étude la stabilisation de ces deux argiles.

**Mots –Clés :** Argiles gonflantes, stabilisation, pouzzolane, pression de gonflement, essai oedométrique.

## 1. INTRODUCTION

La présence des sols gonflants dans plusieurs régions dans le monde a causée des endommagements aux superstructures souvent très coûteuses. Plusieurs solutions sont proposées comme remèdes, parmi elles: la stabilisation chimique mécanique ou physique (Azouz [1], Hachichi [2], Hachichi et Fleureau. [3], etc...). La stabilisation des sols expansifs est une branche de recherche qui suscite de plus en plus d'intérêt. Devant les répercussions financières importantes de gonflement, il y' a nécessité de définir un procédé de stabilisation efficace et économique. Cette étude s'inscrit dans le cadre de la stabilisation des sols gonflants (la région de M'zila et la région de Bourmadia) par ajout de pouzzolane. On cherche par un travail expérimental à comprendre l'effet de cette procédure de stabilisation sur le potentiel et la pression de gonflement.

## 2. LE PROGRAMME EXPERIMENTAL

### 1.2. Choix des matériaux utilisés:

Le premier sol utilisé dans cette étude a été obtenu à partir d'un site (projet de construction) appartenant au chantier de « réalisation des bâtiment » de Bourmadia situé approximativement à 2 km ouest de la ville de Relizane, ce sol est à l'origine de dégradations et fissurations de constructions récentes dues au phénomène de gonflement. Le deuxième sol a été obtenu à partir d'un site de M'zila) est située à environ 45km au nord de la ville de Mostaganem. Les prélèvements des argiles sont été effectués en février 2011.

### 2.2. Analyse des propriétés physiques des argiles :

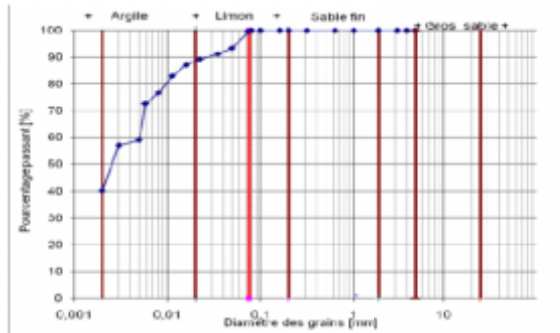
#### 2.2.1. Mesure du poids volumique des grains solides NF P94-054

L'essai d'identification du poids volumique des grains solides par l'utilisation du pycnomètre a donné les valeurs suivantes:

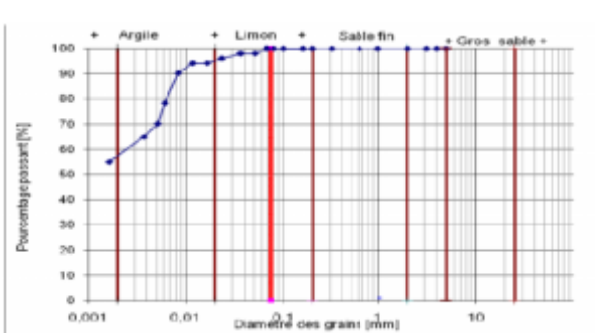
- Argile de Bourmadia :  $\gamma_s = 2.45 \text{ g/cm}^3$ .
- Bentonite de M'zila :  $\gamma_s = 2.23 \text{ g/cm}^3$ .

**2.2.2. Détermination de la distribution granulométrique :**

L'étude granulométrique des éléments constitutifs de nos argiles est menée selon la procédure de tamisage (NFP 94-041) qui fournit la répartition des grains qui ont un diamètre  $\geq 80 \mu\text{m}$ , et par sédimentométrie (NFP 94-057) qui complète la première procédure et fournit la distribution en poids des éléments  $\leq 80 \mu\text{m}$ . L'essai nous a permis de mettre en valeur la distribution granulométrique des nos argiles, qui est illustrée par les figures 1 et 2.



**Figure 1.** L'analyse granulométrique-argile de Bourmadia



**Figure 2.** L'analyse granulométrique-bentonite de M'zila

**2.2.3. Les limites d'Atterberg NFP 94- 051**

D'après l'abaque de Casagrande, les deux sols se classent parmi les sols argileux très plastiques (Tableau 2). L'activité de Skempton [4] est donnée par la formule suivante:

$$A_c = \frac{I_p}{c_2} \tag{1}$$

Où  $c_2$  est le pourcentage des éléments inférieurs à 2 $\mu\text{m}$ .

**Tableau 1.** Récapitulatif des limites d'Atterberg et l'activité de nos argiles

| Les argiles           | WL (%) | WP (%) | IP    | Ac   | l'activité et plasticité         |
|-----------------------|--------|--------|-------|------|----------------------------------|
| L'argile de Bourmadia | 65.50  | 28.06  | 37.44 | 0.98 | Argile normale et très plastique |
| Bentonite de M'zila   | 126.36 | 51.42  | 74.94 | 1.36 | Argile active et très plastique  |

**2.2.4. Essai Proctor- NFP 94-093:**

Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises.



Figure 3. Essai de compactage

Il est facilement remarqué dans la figure 3 que les deux sols présentent une forte sensibilité à l'eau autour de l'optimum Proctor. C'est une caractéristique des sols argileux.

### 2.2.5. Valeur au bleu de méthylène NFP 94- 068

L'essai de la valeur au bleu méthylène (VB) permet de connaître l'activité argileuse des sols et la valeur de la surface spécifique totale ( $S_{st}$ ) par la formule (2) suivante:

$$S_{st} = 21 VB \quad (2)$$

Les différents résultats sont représentés dans le tableau 2 suivant:

Tableau 2. Valeur au bleu de méthylène

| Les paramètres      | VB [ml/g] | Type de sol        | $S_{st}$ [m <sup>2</sup> /g] |
|---------------------|-----------|--------------------|------------------------------|
| Argile de Bourmadia | 8.83      | sols très argileux | 185.43                       |
| Bentonite de M'zila | 18.67     | sols très argileux | 392.07                       |

### 2.2.6. Teneur en calcaire (CaCo<sub>3</sub>) NFP94-048 :

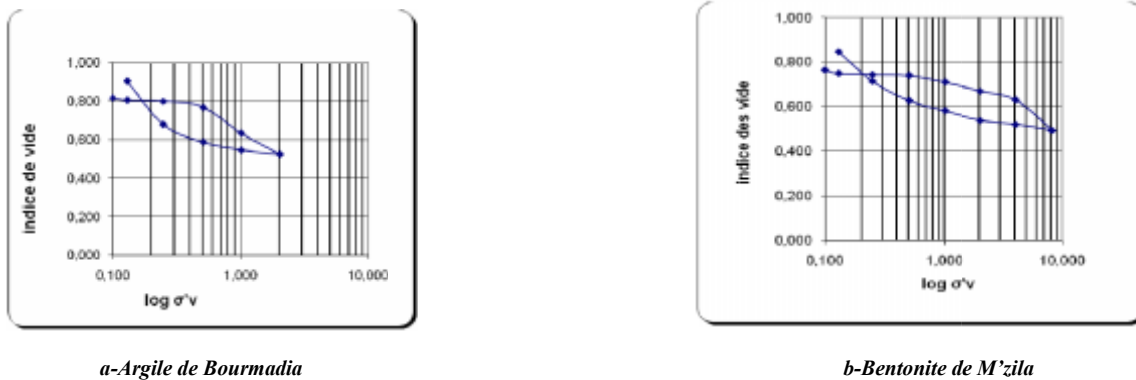
Les teneurs en calcaire des argiles considérées sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 3. Les teneurs en calcaire des argiles

| Les argiles étudiées               | Argile de Bourmadia | Bentonite de M'zila |
|------------------------------------|---------------------|---------------------|
| Le teneur en CaCO <sub>3</sub> (%) | 22.54               | 2.94                |
| La nature du sol                   | Marne               | Argile              |

### 2.2.7. Essai de compressibilité à l'œdomètre NFP94-090:

Pour déterminer les coefficients de gonflement et de compressibilité des sols, qui sont essentiels à la classification des sols considérés.



**Figure 4.** Les courbes œdométriques des argiles

Les résultats de cet essai sont regroupés dans le tableau 4 suivant:

**Tableau 4.** Résultats des essais œdométriques des argiles.

| Argile              | e0   | Cc   | Cg   | Cc/1+ e0 | Classement               |
|---------------------|------|------|------|----------|--------------------------|
| Argile de Bourmadia | 0.81 | 0,10 | 0.12 | 0.084    | moyennement compressible |
| Bentonite de M'zila | 0.76 | 0.13 | 0.15 | 0.073    | moyennement compressible |

**2.2.8. Mesure de la capacité d'échange cationique par la méthode au bleu de méthylène**

La capacité d'échange cationique est un paramètre qui nous permet de connaître la susceptibilité au gonflement des argiles considérées.

**Tableau 5.** La capacité d'échange

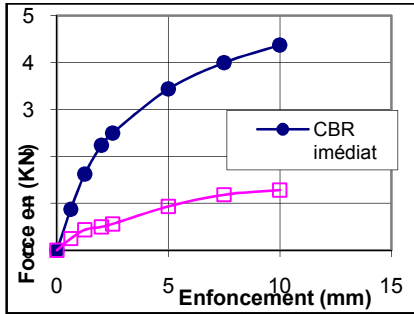
| Matériaux           | CEC meq/100g |
|---------------------|--------------|
| Argile de Bourmadia | 55           |
| Bentonite de M'zila | 65           |

D'après les résultats de tableau 5, nous avons constaté que la valeur de la capacité d'échange cationique de l'argile de Bourmadia est faible par rapport à celle de la bentonite de M'zila. Cette différence indique que la bentonite de M'zila est caractérisée par un potentiel et une pression de gonflement plus importants que ceux de l'argile de Bourmadia.

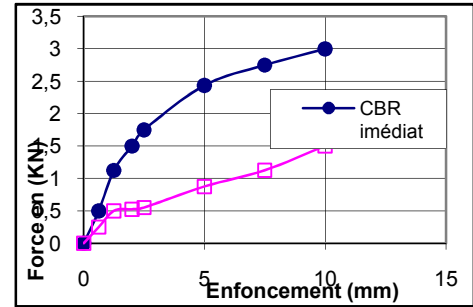
**2.2.9. L'essai de CBR NF P 94-078:**

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges).





a-Argile de Bourmadia



b-Bentonite de M'Zila

Figure 5. Les courbes de CBR-argile de Bourmadia et Bentonite de M' zila-

Tableau 6. Les résultats de l'essai de CBR

| Les argiles         | I. C.B.R. immédiat | I. C.B.R imbibé. | Gonflement (mm) |
|---------------------|--------------------|------------------|-----------------|
| Argile de Bourmadia | 18,7               | 4,6875           | 2.67            |
| Bentonite de M'Zila | 13,1               | 4,375            | 3,21            |

Ici les échantillons sont immergés et le comportement mécanique est différent par le fait du phénomène de gonflement. D'après la figure 5 et les résultats dans le tableau 6, on remarque: une chute de résistance par comparaison avec les résultats de l'ICBR immédiat.

### 2.3. Les caractéristiques physiques de pouzzolane naturelle

La pouzzolane utilisée est une pouzzolane naturelle de Béni-Saf (W. Ain Témouchent) dont les propriétés physiques sont présentées dans le tableau 7.

Tableau 7. Propriétés physiques de la pouzzolane de Beni-Saf

| Propriétés physiques                           | Valeurs |
|--|---------|
| Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> ) | 0.98    |
| Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )   | 2.75    |
| Surface spécifique Blaine (cm <sup>2</sup> /g) | 3560    |
| Pouzzolanité (%)                               | 85      |
| Absorption (%)                                 | 58.70   |
| Porosité (%)                                   | 57.10   |
| Humidité (%)                                   | 2.50    |

### 2.4. L'analyse chimique des matériaux:

Les propriétés chimiques des matériaux utilisés dans ce travail sont assemblées dans le tableau 8

Tableau 8. La composition chimique des deux argiles et la pouzzolane

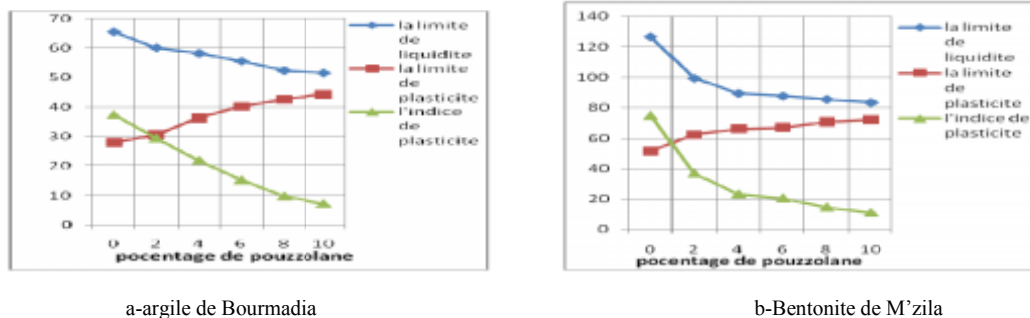
| Désignation                    | Composition chimique % |                     |            |
|--------------------------------|------------------------|---------------------|------------|
|                                | Bentonite de M'zila    | Argile de Bourmadia | Pouzzolane |
| SiO <sub>2</sub>               | 68.69                  | 43.40               | 74.48      |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 12.31                  | 13.14               | 12.83      |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 4.26                   | 5.31                | 3.92       |
| MgO                            | 1.49                   | 2.81                | 0.34       |
| CaO                            | 5.04                   | 12.00               | 1.51       |
| Na <sub>2</sub> O              | 2.56                   | 0.73                | -          |
| K <sub>2</sub> O               | 1.32                   | 2.01                | -          |
| SO <sub>3</sub>                | 1.22                   | 0.83                | -          |
| C1                             | 0.181                  | 0.211               | -          |

### 3. TRAITEMENT DES SOLS PAR LA POUZZOLANE:

Cette partie est consacrée à l'étude de stabilisation les deux sols gonflants par l'ajout de pouzzolane avec différents pourcentage (2%, 4%, 6%, 8% et 10%).

#### 3.1. L'effet de la pouzzolane sur les limites de consistance:

L'effet de la pouzzolane sur les limites d'Atterberg est présenté dans la figure 6 qui donnent la variation de la limite de liquidité, de plasticité et l'indice de plasticité en fonction des différents pourcentages de pouzzolane pour l'argile reconstituée de Bourmadia et Bentonite de M'zila.



**Figure 6.** La variation des limites de consistance en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (bentonite de M'Zila et l'argile de Bourmadia)

L'analyse des résultats donnés dans la figure 6 a montré une diminution de la limite de liquidité et l'indice de plasticité par contre il y a une augmentation de la limite de plasticité en fonction de l'augmentation du pourcentage de pouzzolane.

#### 3.2. Résultats de l'essai de cisaillement direct

Les deux échantillons de sol sont mélangés avec différents dosages de pouzzolane 2%, 4%, 6%, 8% et 10%, compactés statiquement et placés ensuite dans des boîtes circulaires de 6cm de diamètre. L'essai adopté pour le cisaillement est « l'essai consolidé drainé », avec une vitesse de cisaillement de 1,5mm/min. Les résultats reçus sont présentés dans les figures 7 et 8.



Figure 7. Histogrammes de variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de pouzzolane (argile de Bourmadia).



Figure 8. Histogrammes de variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de pouzzolane (bentonite de M'zila).

On peut constater ici, que la pouzzolane a augmenté la cohésion des deux argiles en fonction des teneurs en pouzzolane. Par contre, l'angle de frottement pour chaque dosage en pouzzolane a connu un pic à la valeur de 4% environ de pouzzolane.

### 3.3. Influence de l'ajout de pouzzolane sur les paramètres de gonflement:

#### 3.3.1. Estimation indirecte du potentiel de gonflement:

Un nombre considérable d'approches empiriques ont été proposées par différents chercheurs, en vue d'évaluer le potentiel de gonflement des argiles. Ces approches sont basées sur les caractéristiques physiques du sol tel que : la limite de liquidité, et indice de plasticité. On constate d'après les résultats donnés au tableau 09 que les sols étudiés sont à caractère gonflant élevé, très élevé et critique, donc on s'attend à des pressions de gonflement assez fortes.

Tableau 9. Classification du Potentiel de gonflement des échantillons de deux sols (Djedid et al, Bultel F., et Khemissa M. et al.) cite par Djedid. [5] selon quelques approches des chercheurs.

| Échantillons utilisés | Les paramètres |        | Approches/Chercheurs | potentiel de gonflement |
|-----------------------|----------------|--------|----------------------|-------------------------|
|                       | WL [%]         | IP [%] |                      |                         |
| Argile de Bourmadia   | 65.50          | 37.44  | WL (50 – 70)         | Elevé                   |

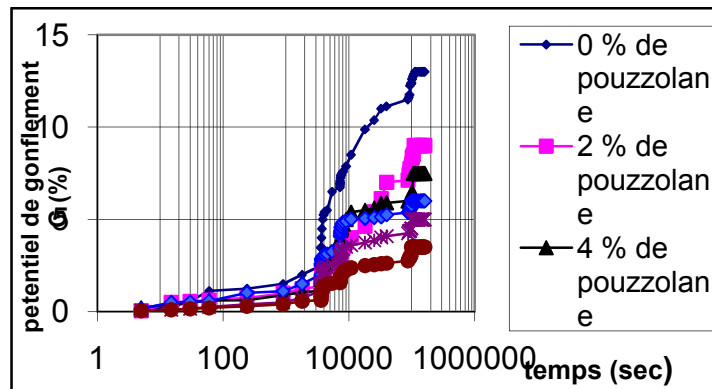
|                     |        |       |                                   |            |
|---------------------|--------|-------|-----------------------------------|------------|
|                     |        |       | Dakshanamurthy et Raman           |            |
|                     |        |       | IP>35 Sanglerat                   | Très élevé |
| Bentonite de M'zila | 126.36 | 74.94 | WL >90<br>Dakshanamurthy et Raman | Critique   |
|                     |        |       | IP >35 Sanglerat                  | Très élevé |

**3.3.2. Estimation directe du potentiel de gonflement :**

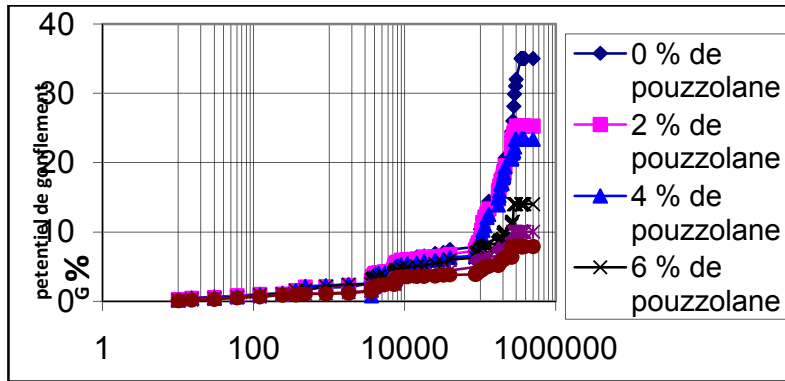
La mesure directe du potentiel de gonflement a été effectuée au moyen d'essais œnométriques. Les résultats des essais de gonflement libre permettent de connaître la variation de la hauteur de l'échantillon en fonction du temps jusqu'à stabilisation. La variation relative du volume de l'échantillon noté G exprimé en pourcentage (%) est donnée par l'équation

$$G (\%) = \frac{H_f - H_i}{H_i} \times 100 \tag{3}$$

Les échantillons remaniés et dosés à différents taux de pouzzolane sont illustrés sur les figures 09 et 10.



**Figure 9.** La variation du potentiel de gonflement dans le temps en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia)

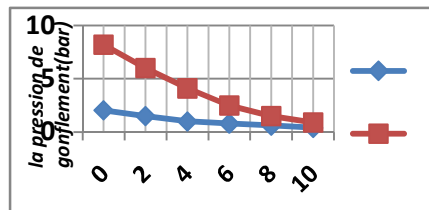


**Figure 10.** La variation du potentiel de gonflement dans le temps en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (bentonite de M'zila)

On remarque que la tendance de la variation du gonflement dans le temps est la même pour tous les mélanges et pour les deux argiles. On peut constater clairement d'après les graphes que plus le pourcentage de pouzzolane augmente plus le potentiel de gonflement diminue.

### 3.3.3. La pression de gonflement

Pour la mesure de la pression de gonflement, nous avons utilisé la méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D45-46-90 : la tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm. La valeur de la charge lorsque l'échantillon est stabilisé sera la pression de gonflement. Sullivan & Mac Lelland.; Dédier et all, cité par Chen[6].



**Figure. 11** Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de m'zila).

A travers les résultats illustrés dans la figure 11, on peut constater que la pression de gonflement diminue proportionnellement avec l'augmentation du pourcentage de pouzzolane.

## 4. CONCLUSION :

Sur la base des résultats obtenus à partir des essais sur les deux argiles et à la lumière des interprétations de ces résultats, plusieurs points ont été retenus :

- Les essais d'identification et de caractérisation ont montré que la bentonite de M'Zila a un comportement au gonflement plus important que celui de l'argile de Bourmadia. Aussi, ces essais ont montré que les deux sols sont très plastiques et très sensible à l'eau.
- Diminution de la limite de liquidité et l'indice de plasticité avec augmentation de la limite de plasticité en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane.
- Diminution de la densité sèche maximale et augmentation de la teneur en eau optimale en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane.
- La pouzzolane a augmenté la cohésion des deux argiles en différentes teneurs en pouzzolane Par contre, l'angle de frottement pour différents dosages en pouzzolane a connu une certaine augmentation et une diminution avec un pic à la valeur d'environ 4% de pouzzolane.
- Le taux et la pression de gonflement de la bentonite de M'zila sont élevés par rapport à l'argile de Bourmadia; ce qui est en accord avec les mesures indirectes basées sur les résultats d'identification.
- Les courbes de gonflement libres présentent deux phases distinctes, la première où le gonflement est rapide (gonflement primaire) et la seconde phase, où le gonflement est lent, (gonflement secondaire). Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par différents auteurs dans la littérature (Holtz et al, Chen,) [7].
- Le potentiel et la pression de gonflement diminue avec l'augmentation du pourcentage de pouzzolane.

### **Bibliographie**

- [1] F.Z Azzouz. (2006) "Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ". Mémoire de magister Université de Tlemcen.
- [2] A.Hachichi.. (2006). " Étude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. " Thèse Doctorat.
- [3] Hachichi A. et J.M Fleureau., (1999) " Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algie", Revue Française de géotechniques.
- [4] A.W Skempton.. (1953). "The collaidal activity of clays". Proceedings of the Third International Conférence on Soil Mechanics and Foundations Engineering.
- [5] A.Djedid, (2005) " L'identification des sols gonflants : pour une démarche unifiée ". 2ème JESG.
- [6] F.H.Chen. (1988). "Foundations on expansive soils". Developments in Geotechnical Engineering, Vol 54, Elsevier Pupliching Co. Amsterdam,
- [7] W.G Holtz., et .H.J Gibbs. (1956). "Engineering properties of expansive soils". Trans of ASCE, Vol. 121.

## PERFORMANCE SISMIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE

S. Attallaoui<sup>1</sup>, S. Benmebarek<sup>2</sup>

Laboratoire : Modélisation Numérique et Instrumentation en Interaction Sol-Structures, Université Mohamed Khider, BP 145 Biskra, Algérie

<sup>1</sup> Samir ATTALLAOUI (attsamir@hotmail.com)

<sup>2</sup> Sadok BENMEBAREK, (benmebareks@yahoo.fr), (MNIISS-UNIV-Biskra@yahoo.com)

### Thème N° 8 : Techniques d'amélioration des Sols

#### Résumé

Au cours des deux dernières décennies les murs de soutènement en sol renforcés sont devenus largement utilisés dans le monde ainsi qu'en Algérie. L'aspect économique, les avantages architecturaux par rapport aux murs de soutènement conventionnels ainsi que le comportement stable devant de sévères séismes ont rendu ces ouvrages très populaires. La nature flexible des murs de soutènement en sol renforcés par géosynthétique et l'habilité d'absorber les vibrations sont les causes principales de leur bonne performance sismique. Dans l'intention d'analyser numériquement la réponse dynamique des murs de soutènement à l'aide du logiciel Plaxis, nous avons utilisé les resultants de la série de tests sur table vibrante réalisés par Watanabe et al. 2003 sur différents types de mur de soutènement. Cette étude est focalisée sur l'influence de l'amplitude maximale d'une charge séismique sur le comportement de mur de soutènement. Il a été déterminé que les murs de soutènement en sol renforcés par géosynthétique présentent un très bon comportement vis-à-vis des sollicitations dynamiques et des sollicitations sismiques en particulier.

**Mots –Clés :** Mur, sol renforcé, analyse numérique, dynamique, géosynthétique.

#### 1. INTRODUCTION

Ces dernières années, il ya eu de graves dommages aux murs de soutènement en raison de grands tremblements de terre. En l'occurrence, Matsuoka et al. [1] ont présenté la performance des structures en sol renforcé durant le séisme de Hyokogan Nanbu en 1995. (Figure. 1 et 2) présentent les dommages provoqués par le tremblement de terre sur les murs de soutènement traditionnelle en maçonnerie et murs poids.

Une série d'essai sur table à secousses 1-g a été menée sur six différents types de murs de soutènement reposant sur une surface plane [2], (Figure. 3). Ils ont été soumis à plusieurs excitations successives horizontales au moyen d'accélération de base irrégulière typiquement (Figure. 4) en incréments de 0.1g.

La modélisation numérique est devenue suffisamment aboutie pour apporter des résultats ayant une très bonne corrélation avec ceux issus d'expérimentations sur table vibrante à échelle réduite.

La présente communication s'intéresse particulièrement à l'influence de l'amplitude maximale d'une charge séisme sur le comportement des différents types de mur de soutènement à échelle réelle par modélisation numérique qui est de plus en plus fréquentes pour l'étude d'une telle sollicitation.



Figure 1. Rupture de l'autoroute de type mur poids et remblai de chemin de fer à Tenno causée par le tremblement de terre Niigataken-Chuetsu 2004

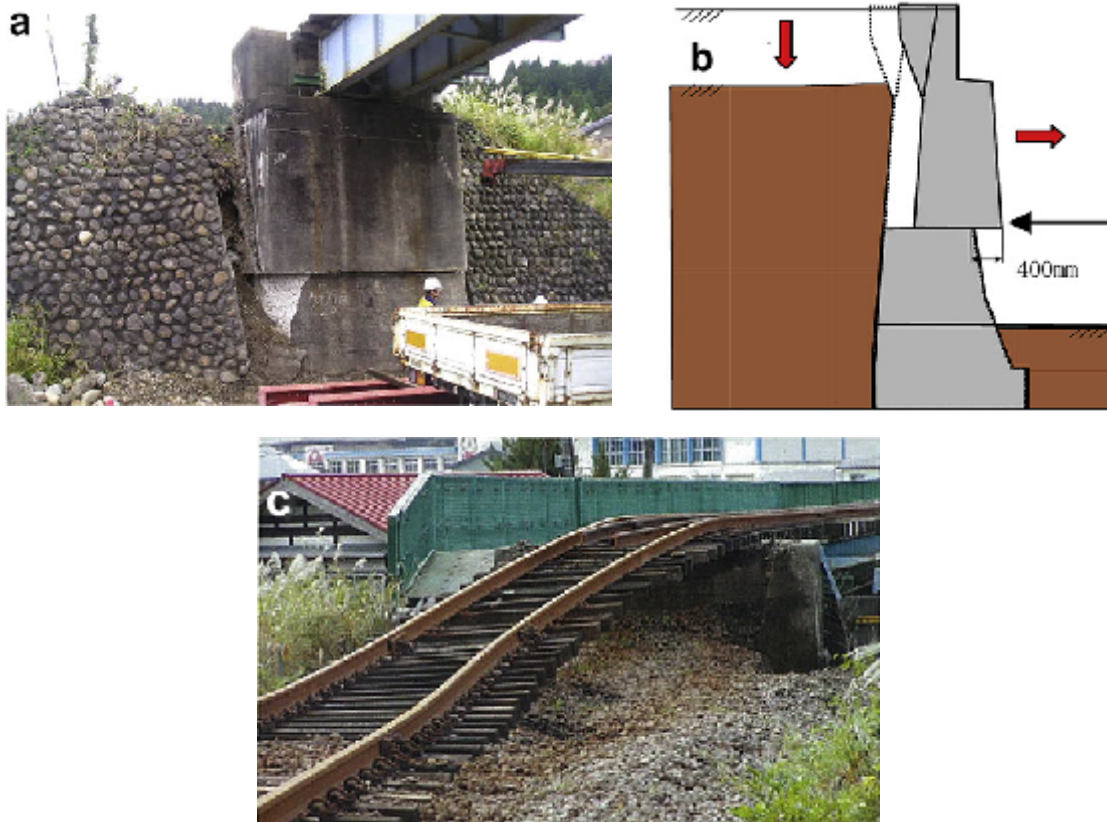




Figure 2. Défaillance structurale des culées du pont et le tassement de son remblai causé par le séisme de Niigataken-Chuetsu 2004

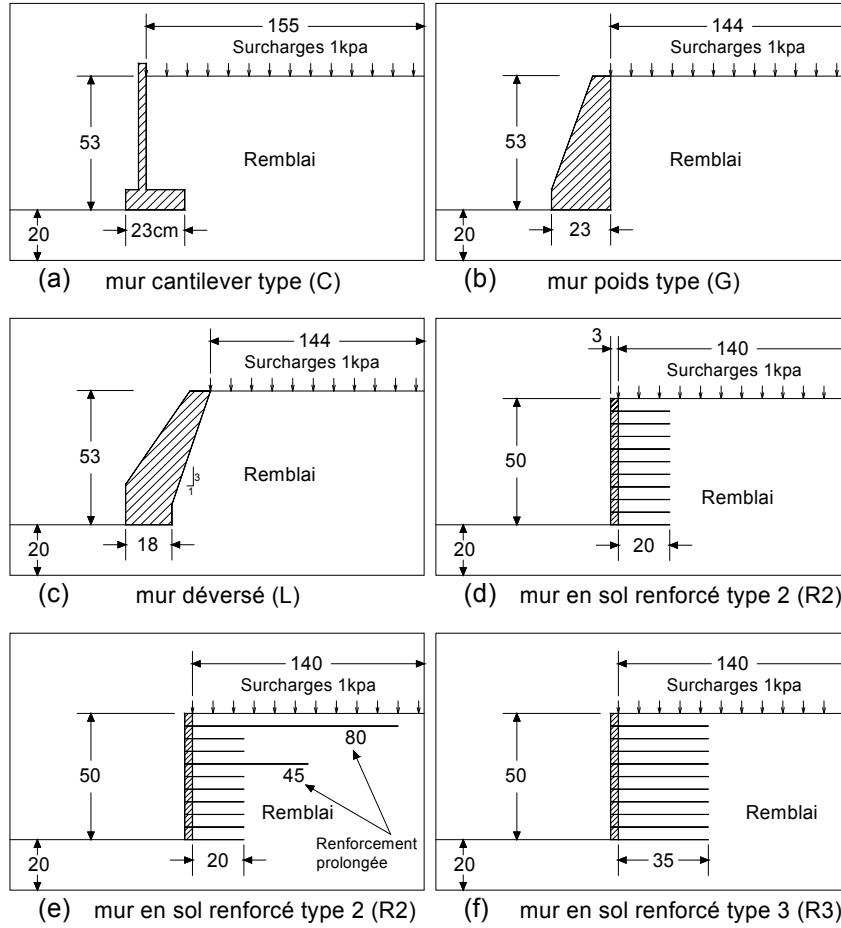


Figure 3. Modèles des murs de soutènement (Watanabe et al 2003; noter que toutes les dimensions sont en cm)

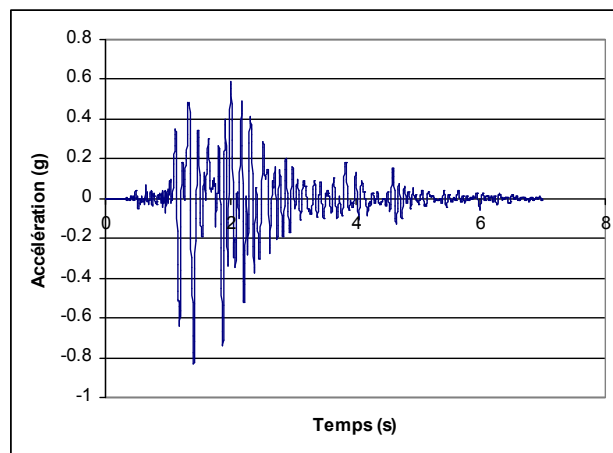


Figure 4. Excitation typique ajustée (séisme de Hyokogan Nanbu 1995)

## 2. PRESENTATION DU CAS ETUDIE

Les cas étudiés correspondent à trois types des murs de 5 m de hauteur. Les dimensions de mur cantilever, et mur poids (Figure. 5) a été fait selon les règles simple de dimensionnement [3] ainsi le mur en sol renforcé [4]. Trois zones de sols sont distinguées (Figure. 6): remblai renforcé, remblai maintenu et sol de fondation. Dans une coupe transversale, la zone de remblai de longueur de 25 m en surface repose sur un sol de fondation rocheux afin de minimiser l'influence du sol de base sur le comportement des murs.

Le cas étudié est simulé en déformation plane à l'aide du logiciel Plaxis en éléments finis avec élément triangulaire de six noeud a été utilisée. Tous les sols utilisés ont supposé un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb (tableau 1). Les blocs modulaires ont été modélisés comme linéaire élastique et les propriétés des matériaux suivants ont été utilisés: Module élastique  $E = 2 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup>, coefficient de poisson  $\nu = 0.2$ , Poids volumique  $\gamma = 23$  kN/m<sup>3</sup>. Le béton pour le mur cantilever et mur poids ont été modélisés comme linéaire élastique avec module élastique  $E = 2.5 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>, coefficient de poisson  $\nu = 0.2$ , Poids volumique  $\gamma = 23.5$  kN/m<sup>3</sup>. Le renforcement est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne. Il est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA, les valeurs de EA pour les géotextiles, été choisie comme 2000 KN/m. La longueur du renforcement retenue est de 3.5 m pour maintenir le ratio  $L/H=0,7$  exigé pour les charges statiques [4], les nappes de renforcement espacées de 0.50 m. Afin de permettre la base de mur à glisser, le mur était assis sur une couche de sol mince (0,02 m). Cette couche de sol mince élimine l'effet de perturbation nodale lors de l'application de la charge cyclique.

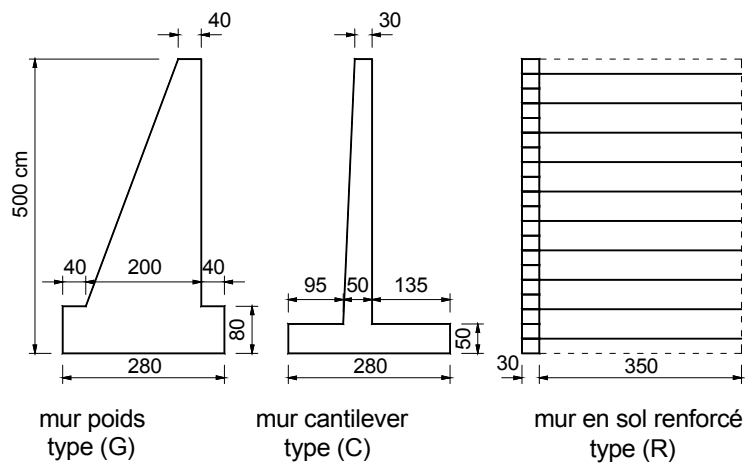


Figure 5. Caractéristiques géométriques des murs de soutènement

Tableau 1. Caractéristiques des sols.

| Mohr-Coulomb                         | Sol de fondation | Remblai renforcé | Remblai maintenu |
|--------------------------------------|------------------|------------------|------------------|
| Type                                 | Drainé           | Drainé           | Drainé           |
| Poids volumique ( $\gamma$ )         | 22               | 18               | 18               |
| Module élastique (E <sub>réf</sub> ) | 200 000          | 40 000           | 35 000           |
| Coefficient de Poisson ( $\nu$ )     | 0.1              | 0.3              | 0.3              |

|                                |     |    |    |
|--------------------------------|-----|----|----|
| Cohésion (c)                   | 100 | 2  | 2  |
| Angle de frottement ( $\phi$ ) | 30  | 35 | 30 |
| Angle de dilatance ( $\psi$ )  | 0   | 0  | 0  |

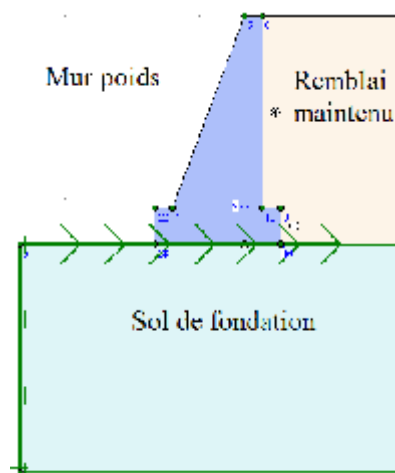
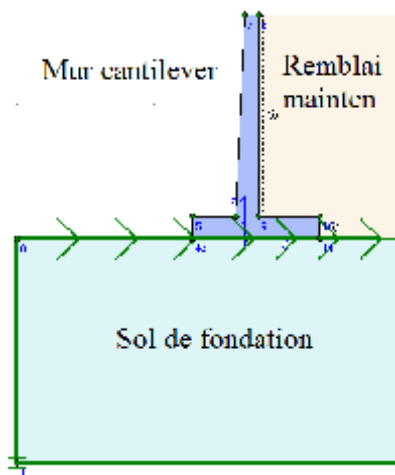
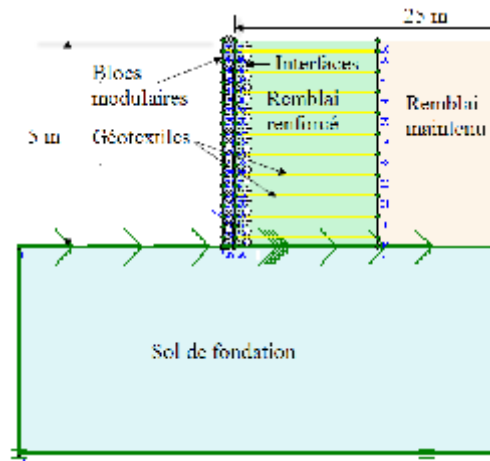


Figure 6. Types des sols dans les modèles

### 3. MODELISATION NUMERIQUE

Les cas étudiés correspondent à trois types des murs de 5 m de hauteur. Les dimensions de mur cantilever, et mur poids (Figure. 5) a été fait selon les règles simple de dimensionnement [3] ainsi le mur en sol renforcé [4]. Trois zones de sols sont distinguées (Figure. 6): remblai renforcé, remblai maintenu et sol de fondation. Dans une coupe transversale, la zone de remblai de longueur de 25 m en surface repose sur un sol de fondation rocheux afin de minimiser l'influence du sol de base sur le comportement des murs.

#### 3.1. Propriétés de l'interface et les conditions aux limites

Afin de simuler mieux le contact entre les différents matériaux du mur des éléments d'interface sont introduits dans les faces de contacts remblai /mur et entres les blocs modulaires. La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface ( $R_{inter}$ ). Les facteurs de réduction de résistance ont été pris 0,7 entre le remblai et le mur.

Les conditions aux limites sont la nullité des déplacements horizontaux des frontières latérales avec blocage des déplacements horizontaux et verticaux à la base du modèle.

Toutes ces frontières sont spécifiées avec des frontières absorbantes dans l'analyse dynamique afin d'éviter les perturbations dues aux possibles réflexions des ondes par les frontières.

#### 3.2. Malliage

Selon Kuhlemeyer et Lysmer (1973) [5], les tailles d'éléments et la fréquence de la charge dynamique appliquée sont fortement liées. Afin de répondre au critère de la taille de l'élément et de la fréquence, la longueur maximale de l'élément a été réglée pour être inférieure ou égale à  $\lambda/8$  où  $\lambda$  est la longueur d'onde correspondant à la fréquence maximum  $f$ . Dans ce cas  $\lambda/8 = V_s/8f = 3.56$  m, où  $V_s=85.61$  m/s et  $f = 3$  Hz (Cette fréquence représentative d'une fréquence typique prédominante de moyenne à haute fréquence contenu dans un séisme [6]), dans l'analyse de présente ouvrage une AES =  $1.59 \times 100$  m a été utilisée (Figure. 7a).

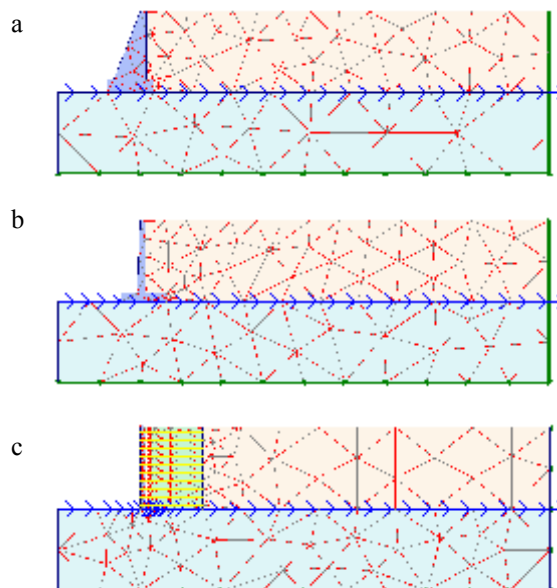


Figure 7. Maillage des Modèles

### 3.3. Chargement cyclique appliqué au modèle

Après la simulation de la construction du mur, une excitation sismiques est appliquée à la base du mur. Les flèches montrent l'endroit de l'excitation dynamique (Figure. 7).

Les caractéristiques des quatre accélérogrammes considérés dans la présente étude, en l'occurrence Hyogoken-nanbu, Boumerdès, Imperial Valley et Hollister, sont indiqués dans le tableau 2, ainsi que leurs représentations graphiques (Figure. 8).

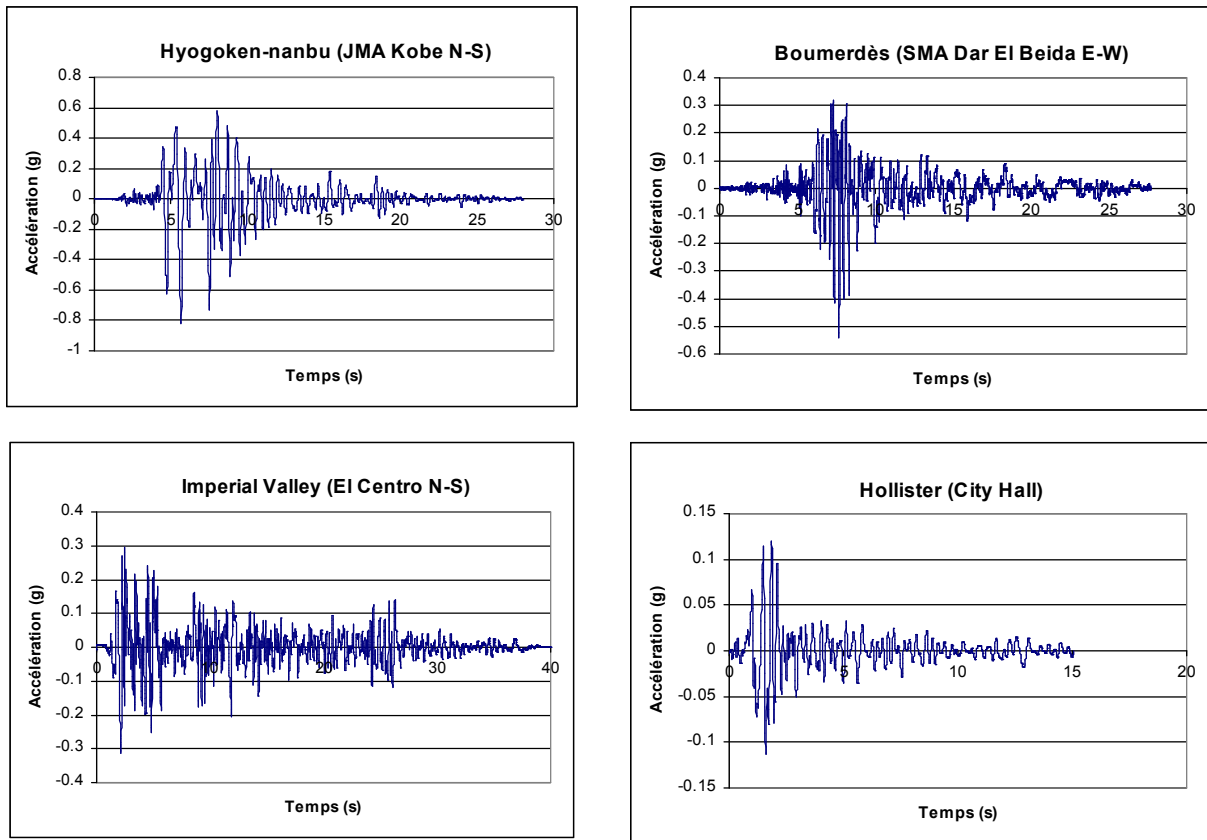


Figure 8. Les accélérogrammes sismiques considéré

Tableau 2. Caractéristiques des accélérogrammes considérés

| Séisme                      | Station               | PGA (g) | Durée totale (sec) |
|-----------------------------|-----------------------|---------|--------------------|
| Hyogoken-nanbu (17/06/1995) | JMA Kobe (NS)         | 0.81    | 27.98              |
| Boumerdès (21/05/2003)      | SMA Dar El Beida (EW) | 0.54    | 27.67              |
| Imperial Valley             | El Centro             | 0.31    | 39.28              |

|                           |           |      |       |
|---------------------------|-----------|------|-------|
| (19/05/1940)              | (NS)      |      |       |
| Hollister<br>(28/11/1974) | City Hall | 0.12 | 15.06 |

#### 4. RESULTATS

Pour étudier l'influence de l'accélération horizontale maximale d'une charge sismiques sur la réponse des mur de soutènement, des simulations numériques à l'aide de l'option dynamique du logiciel Plaxis ont été conduites. Les résultats sont évalués en termes de déplacements horizontaux obtenus du mur après que l'excitation sismiques soit finie.

Les déplacements horizontaux en tête du mur sont montrés sur la (Figure. 9). On observe que le déplacement minimum se produit au mur en sol renforcé (R) dans toutes les simulations.

La (Figure. 10) visualise les déplacements horizontaux maximaux obtenus en tête du mur pour toutes les accélérations 0.12g, 0.31g, 0.54g et 0.4g. Ces courbes indiquent que l'accroissement de l'accélération sismique induit une amplification du déplacement horizontal. Ces résultats numériques montrent une bonne concordance avec les essais sur table vibrante..

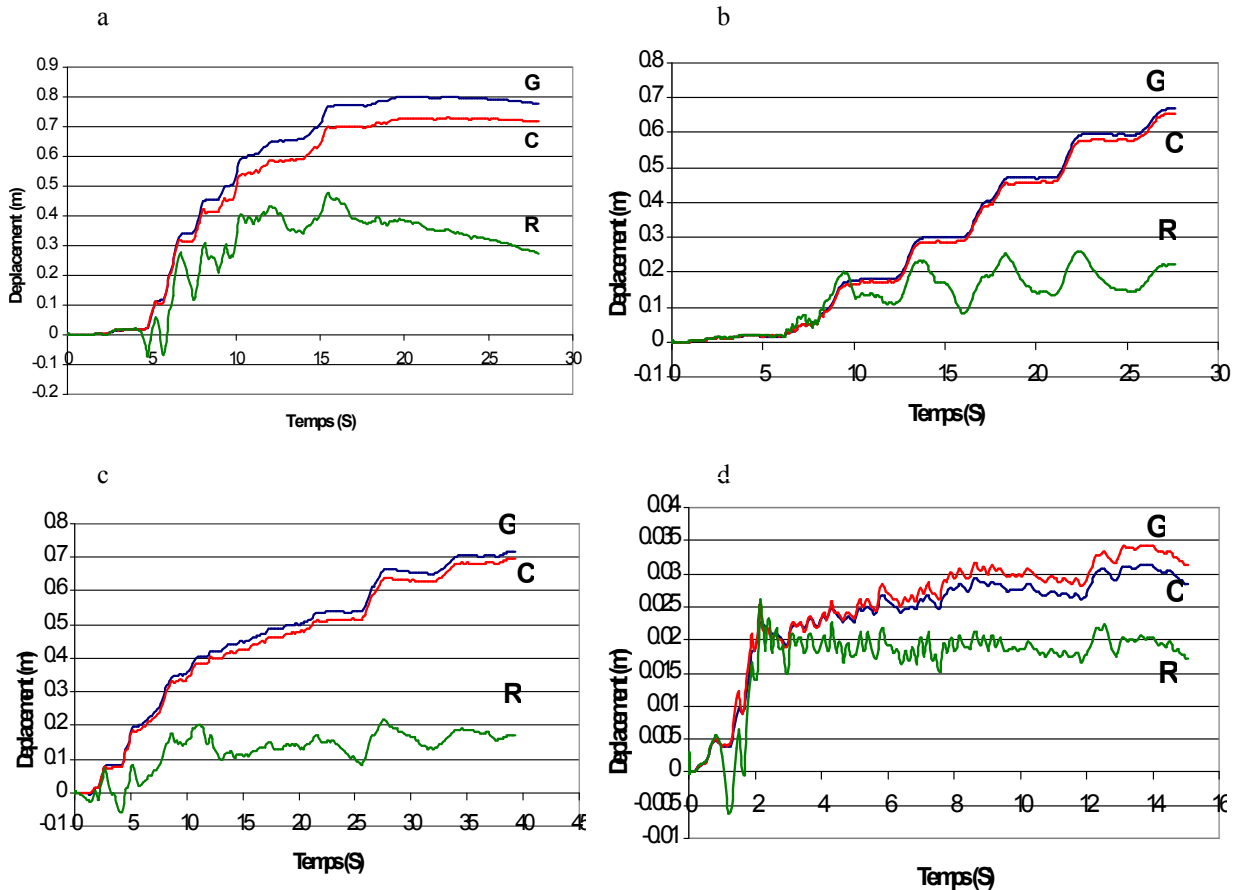


Figure 9. Historique du déplacement latéral en tête des murs: (a) Hyogoken-nanbu, (b) Boumerdès, (c) Imperial Valley, (d) Hollister

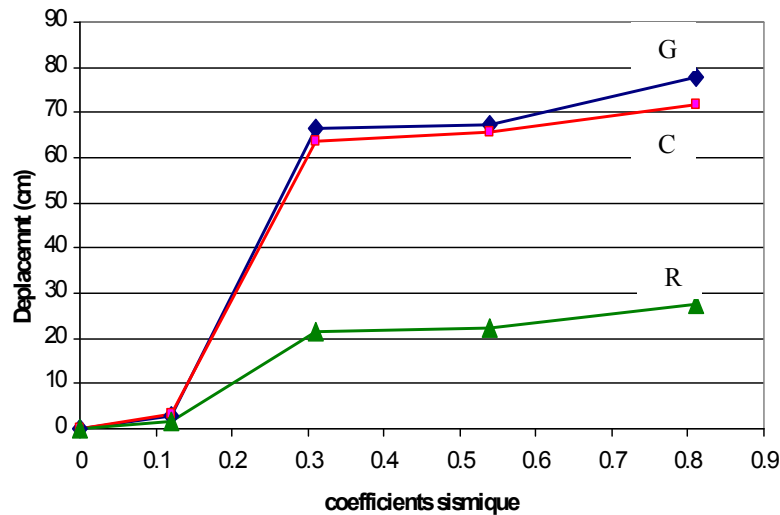


Figure 10. Comparaison des déplacements latéraux en tête des murs

## 5. CONCLUSION

L'utilisation des charge sismiques dans la simulation du comportement sismique permet d'établir la performance des murs de soutènement en sol renforcé par rapport aux murs de soutènement conventionnels L'endroit du déplacement minimum est dans le sol renforcé pour les différentes accélérations testées.

En raison de ces avantages, l'application de renforcement géosynthétique s'étend à des domaines plus larges. Par exemple, il a été appliqué avec succès à des culées de pont et des voies ferrées dans la pratique.

## Bibliographie

- [1] F. Tatsuoka, J. Koseki, M. Tateyama. (1997a), Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, In: Earth Reinforcement, Balkema, vol. 2, pp. 973–1008.
- [2] K. Watanabe, Y. Munaf, J. Koseki, M. Tateyama, K. Kojima. (2003), Behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation. Soils and Foundations, 43 (5), 13– 27.
- [3] V. N. S. Murthy. (2003), Geotechnical Engineering-Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineerig.
- [4] FHWA. (2009), Mechanically stabilized earth walls and reinforces slopes. Design and construction guide lines, Publication No. FHWA-NHI-09-083.
- [5] RL. Kuhlemeyer, J. Lysmer. (1973), Finite element method accuracy for wave propagation problems, J Soil Mech Found ASCE 99(SM5):421 426.
- [6] RJ. Bathurst, K. Hatami. (1998), Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil wall, Geosynth Int 5(1–2):127–166.

## EFFET D'ECHELLE ET MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SABLE RENFORCES PAR DES GEOSYNTHETIQUE

Nouri Said<sup>1</sup>, Nechnech Amar<sup>2</sup> & Lamri Belkacem<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie

nouri\_said@yahoo.fr

<sup>2</sup>Faculté de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, USTHB, Algérie

### Thème N°8 : Techniques d'amélioration des sols

#### Résumé

*Durant ces dernières années, l'utilisation des matériaux géosynthétiques (géotextiles, géogrilles et géomembranes ...) apparaît très importante dans les travaux de génie civil et en particulier en géotechnique. Cet article présente une étude expérimentale et une modélisation numérique du comportement monotonique du matériau composite sable – géosynthétiques. L'étude est basée sur des essais triaxiaux drainés qui ont été réalisés sur des échantillons de sable de Chlef (Algérie) ayant un indice de densité  $I_d=60\%$  renforcé par des nappes horizontales de matières plastiques espacées de 35 mm, 23 mm, 17,5 mm et 11,5 mm. Les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux sont limités à une échelle réduite et ne peuvent pas, dans ce cas, être appliqués aux ouvrages géotechniques. Toutefois, ils représentent un guide important dans l'analyse complète de l'effet de renforcement des sables par les géosynthétiques et permettent aussi de répondre aux problèmes rencontrés dans la réalisation d'ouvrages de renforcement. Une approche théorique par modélisation numérique par éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis a été entamée. Le modèle proposé utilise des lois non linéaires qui permettent de simuler le comportement du matériau, aussi bien pour les problèmes axisymétrique que pour les problèmes en déformations planes. Les différents résultats des essais triaxiaux sur un chemin de compression drainé de 100 kPa de confinement sont analysés et confrontés, ce qui permet de dégager une meilleure analyse des phénomènes observés.*

**Mots –Clés :** Comportement des sables, Géosynthétiques, Angle caractéristique, Module sécant, Effet d'échelle, Modélisation.

#### 1. INTRODUCTION

Le renforcement des sols par des nappes géosynthétiques dans le domaine de génie civil et géotechnique n'est pas un événement vraiment nouveau. Cette technique a été développée dans plusieurs constructions géotechniques. Généralement ces produits ont une longue vie et ne subissent pas de déchéances biologiques. Le principe de ces techniques repose sur la mobilisation des efforts de traction induits dans le sol par les chargements extérieurs.

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence des matériaux synthétiques sur le comportement mécanique des sols, et par leurs expériences, ils ont montré que l'apport de ces matériaux a un effet significatif sur la résistance au cisaillement des sols ainsi que sur leurs caractéristiques mécaniques. L'utilisation des géotextiles dans le renforcement est la résolution d'une gamme très variée de problèmes géotechniques, dues d'une part à leur facilité de mise en œuvre et d'autre part à leur faible coût comparativement à des solutions plus conventionnelles (Gray et Ohashi 1983, Gray et Al-Refai 1986, Coulet et al. 1987) [5]. A partir des essais monotones réalisés par Billet, Cordary et Richa 1998 [7] sur le sable d'Hostun renforcé par des nappes horizontales de géotextiles, qui concluent que l'inclusion de ces dernières améliore la résistance à la rupture et présente une phase contractante plus importante que celle obtenue par l'échantillon non renforcé.



Bao (2004) [1] et à partir des essais à la boîte de cisaillement et l'appareil triaxial sur un sable de Chine renforcé par des géotextiles, a indiqué que l'inclusion des nappes provoque progressivement le cisaillement à grandes échelles de déformations. Des études théoriques et expérimentales ont été réalisées (Madhavi et al., 2007) [4] pour observer l'effet d'échelle entre laboratoire et in situ. Des essais ont été effectués à l'appareil triaxial sur un sable renforcé par 8 nappes de polymère fabriqué en polyéthylène de haute densité.

Coulet, Rakotondramanitra et al. 1988, Dali et al. 1989, Messas (1999) [7] [5] ont proposé un nouveau procédé de renforcement géotechnique basé sur l'addition de déchets de matières plastiques (films agricoles, sacs d'emballage, etc.), dans les sols qui permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ces derniers. Les études aussi bien théoriques qu'expérimentales menées sur des essais en laboratoire et en vraie grandeur montrent que la résistance augmente en fonction de la quantité de matières plastiques et que la rupture n'est atteinte que dans le domaine des grandes déformations.

La conclusion commune de ces études a montré que l'ajout d'un nombre minimal de ces inclusions en forme de nappes au sable augmente nettement la résistance maximale de ce dernier, et améliore ses caractéristiques mécaniques. De plus, les échantillons renforcés ont présenté un effet de contractance typique en petites déformations axiales, par contre la dilatace est observée en grandes déformations.

## **2. ETUDE EXPERIMENTALE**

### **2.1. Propriétés du sol et matériau de renforcement**

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable de Chlef (Algérie), qui est un sable uniforme composé de 70% de sable moyen et de 30% de sable fin avec un diamètre moyen des particules  $d_{50}=0,55$  mm et un coefficient d'uniformité  $C_u=2,15$ . Le poids volumique des particules solides est de  $\gamma_s=2,65\text{g/cm}^3$ . Les indices des vides maximal et minimal obtenus sont  $e_{\max}=0,99$ ,  $e_{\min}=0,64$ . Les compacités maximales et minimales sont  $15,6$   $\text{kN/m}^3$  et  $12,9$   $\text{kN/m}^3$  respectivement. Le matériau de renforcement utilisé est constitué de nappes plastiques (polyéthylène translucide) commercialement disponible, de faible densité et de couleur blanche, il est très utilisé dans l'agriculture. Les nappes sont des films en disque des serres agricole de  $51.8$   $\text{kN/m}$  de force de traction et  $110\%$  d'allongement.

### **2.2. Préparation de l'échantillon et programme d'essais**

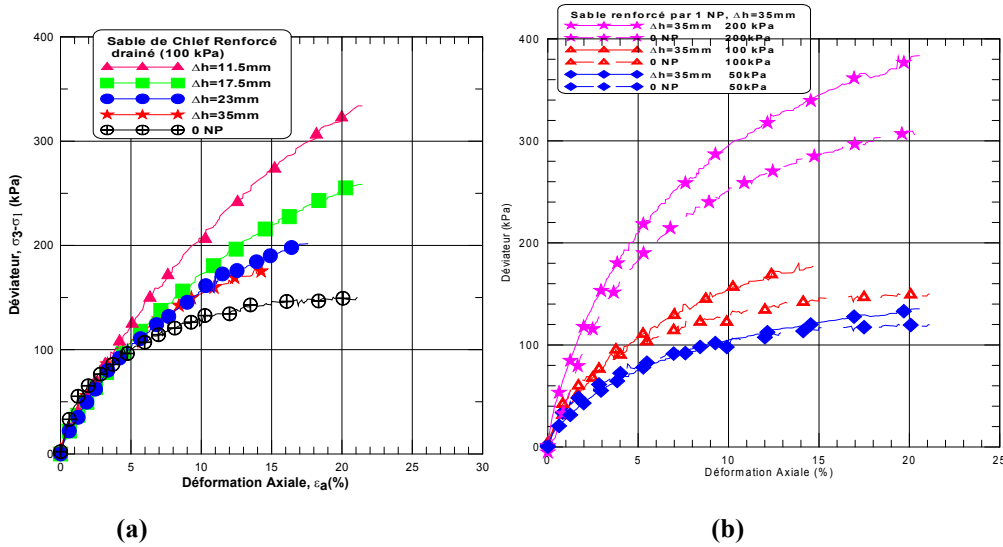
Le programme expérimental consiste à réaliser des essais triaxiaux monotones drainés d'un sable non renforcé et renforcé par des nappes plastiques disposées horizontalement espacées de  $\Delta H$ . Quatre espacements  $\Delta H$  ont été choisis pour nos essais :  $35\text{mm}$ ,  $23\text{mm}$ ,  $17,5\text{mm}$  et  $11,5\text{mm}$ . Les échantillons sont adoptés par compactage en cinq couches comme recommandé par Bishop et Henkel (1969), Ladd (1978), et Head (1986) [2]. La densité relative du sable a été maintenue constante autour de  $60\%$  (sable moyennement dense). Les échantillons sont soumis à un chargement triaxial monotone des contraintes de confinement initiales de  $50$ ,  $100$  et  $200$   $\text{kPa}$ . Le cisaillement s'effectue à déplacement axial contrôlé avec une vitesse rapide ( $0,17\text{mm/min}$ ,  $15\%/heure$ ). La déformation axiale finale pour l'ensemble des échantillons est de l'ordre de  $20\%$ . Tous les échantillons testés présentent un coefficient B autour de  $0.85$ .

### **2.3. Résultats et discussions**

Les courbes typiques reliant les déformations axiales ( $\epsilon_a$ ) au déviateur de contraintes ( $\sigma_3-\sigma_1$ ) sont représentées par les figures 1a et 1b. Nous remarquons que l'espacement des nappes affecte d'une manière significative le comportement du sable. Par ailleurs, nous observons aussi que les contraintes déviatoires du sable renforcé croît avec la diminution de l'espacement des nappes plastiques. Dans les courbes obtenues, le pic est pratiquement inexistant et ceci peut être justifié par la taille de l'échantillon qui est courte ( $H/\Phi=1$ ) ou par la vitesse rapide de cisaillement (de l'ordre de  $15\%/heure$ ).

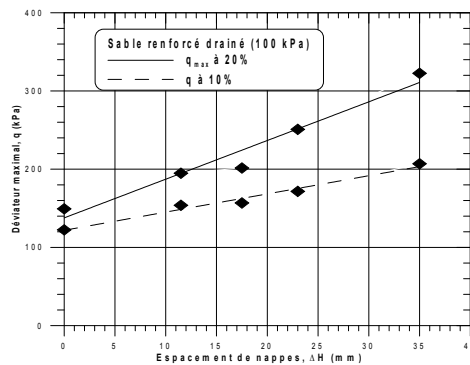
**Figure 1.** Déviateur de contrainte – Déformation axiale

(a) Sable renforcé par des nappes plastiques pour  $\sigma_3=100\text{kPa}$ , (b) Sable renforcé par 1 nappe pour  $\sigma_3=50\text{kPa}$ ,  $100\text{kPa}$ ,  $200\text{kPa}$ ,



La figure 2 présente l'évolution du déviateur maximal à 20% et du déviateur à 10% en fonction de l'espacement des nappes de renforcement. On constate que l'évolution du déviateur est quasi linéaire pour les deux cas, la pente du déviateur maximal à  $\epsilon_a=20\%$  est plus accentuée que celle du déviateur déterminé à  $\epsilon_a=10\%$ . L'augmentation de ces déviateurs est tout à fait significative allant jusqu'à un taux très élevé de 60% à 106% pour  $q_{\text{max}}$  et  $q_{10\%}$  respectivement, dans le cas d'un espacement minimal des nappes égal à 11,5mm.

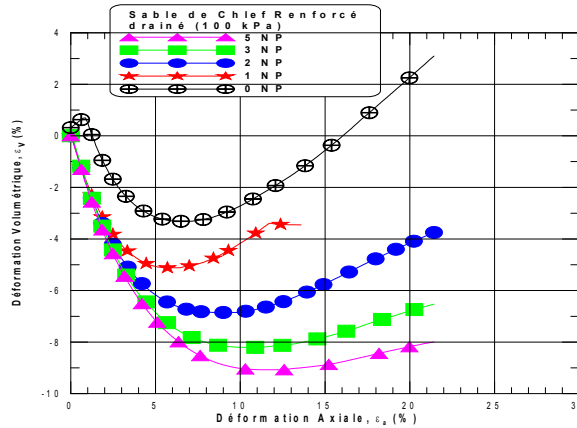
**Figure 2.** Evolution du déviateur maximal en fonction de l'espacement des nappes



La variation des déformations volumétriques est aussi influencée par la présence des nappes plastiques. Les courbes d'évolution des déformations volumétriques en fonction de la déformation sont représentées sur la figure 3.

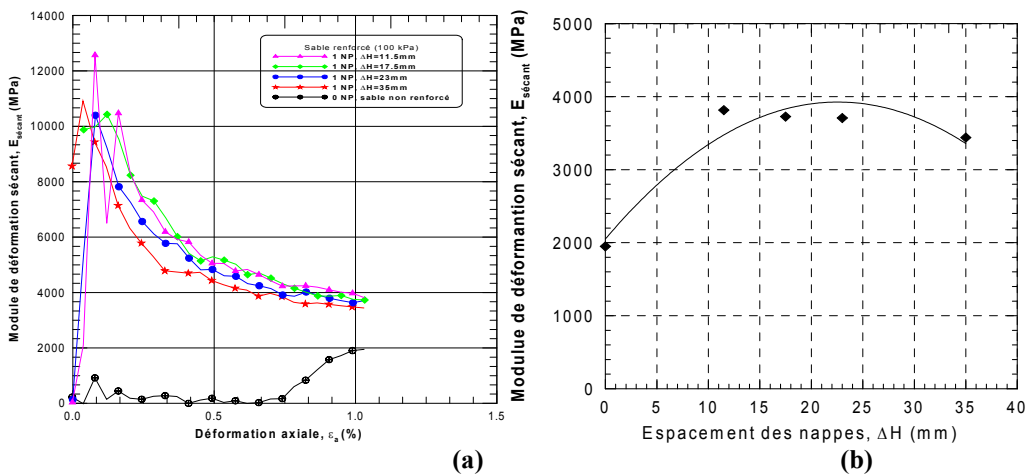
Cette variation traduit un comportement de contractance suivie d'une phase de dilatance. La comparaison de l'ensemble de ces courbes montre que, pour le sable non renforcé et renforcé par une nappe, montre un phénomène de dilatance qui apparaît rapidement à partir de 5% de déformation, alors que pour des espacements de 23, 17,5 et 11,5mm, la dilatance ne peut commencer qu'après 9%, 11% et 13% respectivement. Pour les quatre échantillons renforcés on observe finalement une stabilisation progressive du volume vers les grandes déformations.

Figure 3. Déformation volumétrique – déformation axiale



La figure 4a montre l'évolution du module de déformation sécant ( $q/\epsilon_a$ ) avec la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ). On observe que ce module croît significativement avec la diminution de l'espacement des nappes jusqu'à une déformation de 0,7%, ensuite le module tend à se stabiliser. La figure 4b montre l'influence du matériau de renforcement sur le module de déformation sécant mesuré à  $\epsilon_a=1\%$ . On constate que ce module croît fortement avec la diminution de l'espacement des nappes de façon non linéaire jusqu'à un espacement de 23mm ensuite il tend à se stabiliser.

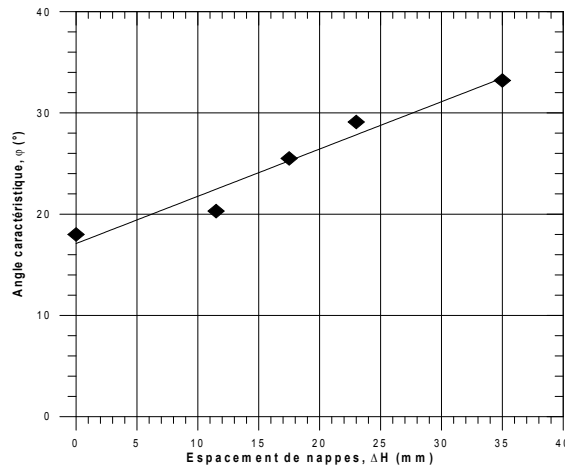
Figure 4. Influence du matériau de renforcement sur le module sécant  
(a) Variation du module sécant-déformation, (b) module sécant à  $\epsilon_a=0.01$



La figure 5 montre la variation de l'angle caractéristique (correspondant au changement de phase contractance/dilatance) en

fonction de l'espacement des nappes ( $\Delta H$ ). On remarque que l'angle caractéristique est très influencé par l'espacement des nappes de renforcement. Cet angle passe de  $19^\circ$  pour le sable non renforcé à  $33^\circ$  pour le sable renforcé par 5 nappes où l'espacement est égal à 11,5mm. On note aussi que cette variation croît selon une relation quasi-linéaire.

**Figure 5.** Influence du matériau de renforcement sur l'angle caractéristique



### 3. Effets d'échelle dans l'expérimentation

Les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux sont limités à une échelle réduite et ne peuvent pas, dans ce cas, être appliqués aux ouvrages géotechniques. Toutefois, ils représentent un guide important dans l'analyse complète de l'effet de renforcement des sables par les géosynthétiques et permettent aussi de répondre aux problèmes rencontrés dans la réalisation d'ouvrages de renforcement. Pour déterminer l'écart entre les résultats du modèle réduit et ceux calculés par les équations semi empirique développés pour des échantillons de plus grande taille, la charge axiale maximale sera prise en compte dans la vérification. Pour le cas d'un renforcement par nappe circulaire de géosynthétique, la charge axiale maximale  $P_{\max}$  de l'essai triaxial a été développée par Chandrasekaran et al. (1989) selon la relation suivante:

$$P_{\max} = \pi \sigma_3 \frac{K_{av}}{K_a} \frac{RD}{\tan(\alpha \phi_a)} \left[ \exp\left(\frac{\tan(\alpha \phi_a) R}{DK_{av}} - 1\right) \right] \quad [1]$$

Avec  $\sigma_3$  : la pression de confinement,  $K_{av}$  : est le coefficient de pression latérale des terres, cette valeur est prise comme la moyenne du coefficient de Rankine de la pression active des terres  $K_a$  et le coefficient  $K_b$  à cause de la rotation des axes principaux de contrainte au sein de la masse du sol entre les nappes de textiles.

$$K_b = \frac{1}{1 + 2 \tan^2 \phi} \quad [2]$$

Avec  $\phi$  : est l'angle de frottement interne du sol.

R est le rayon de l'échantillon, D est l'espacement entre les nappes de renforcement et  $\alpha$  est le coefficient qui dépend du frottement effectif mobilisé le long de l'interface sol-textile, cependant la valeur de  $\alpha$  est égal à 1 pour le film de polyester avec (R/D) supérieur ou égal à 1. La valeur de  $\alpha$  est très inférieure pour les géotextiles et les géogrilles à cause de la faible rigidité comparée au film de polyester qui peut être prise égale à 0.65.

Dans la présente étude, le sable non renforcé à une valeur  $\varphi_{max}$  de 32.7°, 32.4° et 25.8° pour  $\sigma_3=50, 100, \text{ et } 200$  kPa respectivement. L'angle de frottement d'interface maximal ( $\varphi_{amax}$ ) d'une nappe de renforcement (1 NP) est obtenu égal à 34.8°, 30.2° et 26.4° pour les mêmes valeurs  $\sigma_3$  respectivement cité précédemment. Pour les échantillons renforcés par 2 nappes, 3 nappes et 5 nappes,  $\varphi_{amax}$  est égal à 30°, 34.1° et 38.5° respectivement pour  $\sigma_3=100$  kPa. Le tableau 1 présente une comparaison entre les valeurs de la charge maximale observés lors des essais et ceux obtenues théoriquement. On note que l'écart entre ces valeurs n'est pas important quelque soit le type de renforcement testé, en particulier aux contraintes de confinement inférieur à 200 kPa. Par conséquent, il est très approprié d'utiliser qualitativement les résultats de ces expériences à petite échelle dans les ouvrages renforcés.

**Tableau 1.** Comparaison entre les valeurs expérimentales et calculées de la charge maximale

| Sable renforcé | $\sigma_3$ (kPa) | Espacement $\Delta h$ (mm) | $P_{max}$ calculée (kN) | $P_{max}$ expérim. (kN) |
|----------------|------------------|----------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Par 1 nappe    | 50               | 35                         | 0.75                    | 0.66                    |
|                | 100              | 35                         | 1.34                    | 0.99                    |
|                | 200              | 35                         | 2.11                    | 1.56                    |
| Par 2 nappes   | 100              | 23                         | 1.34                    | 0.99                    |
| Par 3 nappes   | 100              | 17.5                       | 1.44                    | 1.27                    |
| Par 5 nappes   | 100              | 11.5                       | 1.62                    | 1.64                    |

### 3. MODELISATION DU COMPORTEMENT DU SABLE RENFORCE

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. La modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Pour traiter un problème de sol dans un essai triaxial drainé, il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le modèle demande la détermination de cinq paramètres qui sont : E et  $\nu$  (paramètres d'élasticité) et c,  $\varphi$  et  $\psi$  (paramètres classiques de la géotechnique), certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Dans cet article, nous donnons un résumé des résultats les plus importants obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis des essais triaxiaux pour un sable renforcé par des nappes de géosynthétiques (nappes). La charge appliquée est de 100 kPa pour le modèle. L'élément choisi est un élément triangulaire à 15 nœuds. Par conséquent, un maillage de 256 éléments a été adopté. Le renforcement est simulé à une nappe de géogrille de rigidité axiale EA de 51.8 kN/m. Les principaux résultats sont les déplacements et les contraintes pour déplacement prescrit vers le bas de 20%. Quelques résultats typiques de déviateur de contraintes – déformations, de contraintes de cisaillement et de déplacements horizontaux sont présentés dans les figures 6, 7 et 8 respectivement, des échantillons de sol non renforcé et renforcé par des nappes espacées de 1/6 à 1/2 de la hauteur du modèle.

Les résultats obtenus dans la figure 7 montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits. L'introduction des nappes de géogrilles augmente considérablement le déviateur de contraintes du sable et réduit le déplacement horizontal de l'échantillon.

Dans la figure 7, on remarque que le déplacement horizontal de l'échantillon est beaucoup plus grand dans le cas non renforcé par rapport aux échantillons renforcés par les nappes géosynthétiques. Dans les cas des échantillons renforcés on a des déplacements horizontaux au niveau de la zone proche des nappes de renforcement, et ceci s'explique par le fait que la résistance à la traction de la nappe mobilise le comportement du sol vis – à – vis des glissements. On note aussi que les déplacements des échantillons renforcés diminuent inversement en fonction de l'espacement entre les nappes. Cette diminution est l'ordre de 14 % à 45% concernant les nappes à espacement faible. Ce qui peut être due à l'effet de confinement de renforcement géosynthétiques.

Figure 6. Comparaison des résultats de simulation et données expérimentales

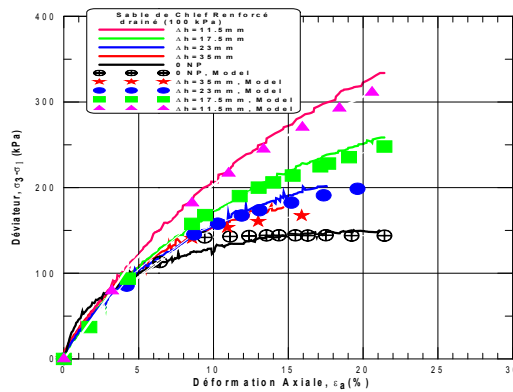
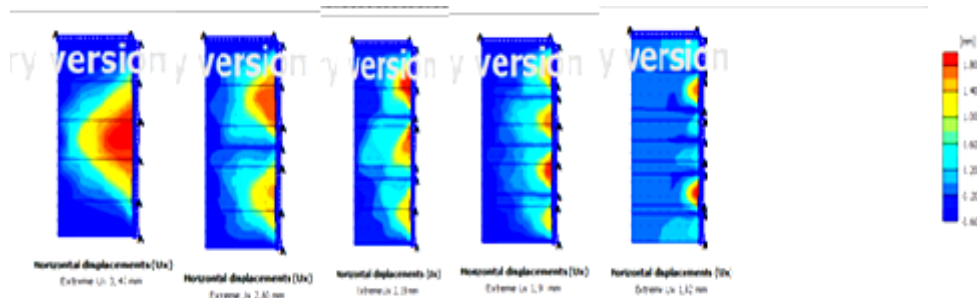


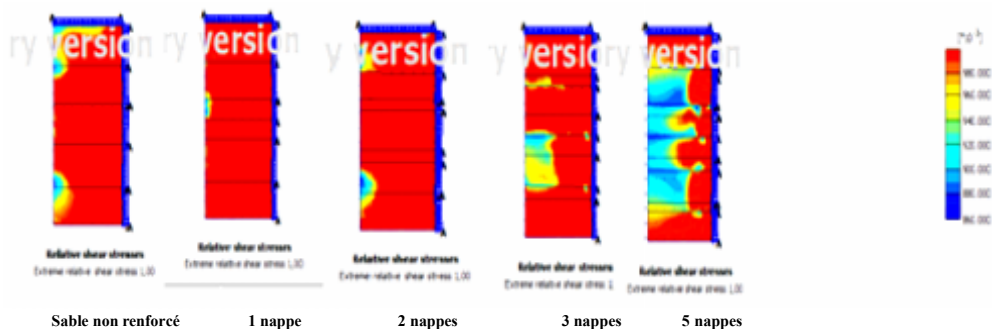
Figure 7. Observation des déplacements horizontaux



Sable non renforcé    1 nappe    2 nappes    3 nappes    5 nappes

La figure 8 illustre les contraintes relatives de cisaillement pour différents échantillons de sable non renforcé et renforcé par des nappes géosynthétiques. D'après les résultats trouvés par simulation numérique en utilisant le logiciel Plaxis, on remarque que l'inclusion des nappes géosynthétiques dans le sol diminue la contrainte de cisaillement. En particulier, pour les espacements de 17.5 et 11.5 mm où la contrainte de cisaillement est presque localisée en dehors de la zone des nappes de renforcement, on peut interpréter aussi par la réduction de résistance de cisaillement due au sol renforcé par des nappes synthétiques par l'influence de la rigidité de la nappe dans le sol. Cette rigidité donne une résistance de traction à la nappe qui reprend les efforts normaux en travaillant comme une membrane.

Figure 8. Observations des Contraintes de cisaillement



#### 4. Conclusions

Bien que les résultats soient partiels, on note que, le renforcement par inclusion des nappes plastiques apporte un gain de résistance maximale appréciable au sable sous charges monotones. Les essais montrent que les contraintes déviatoires monotones augmentent lorsque les nappes plastiques deviennent faiblement espacées et un accroissement de la phase de contractance de ce matériau. L'inclusion des nappes plastiques réduit la dilatance de l'échantillon (Madhavi et al., 2007). Cette réduction est prononcée pour les petites déformations. La présence des nappes plastiques, avec un faible espacement entre eux, augmente très fortement l'angle caractéristique et le module de déformation sécant, mais qu'elles n'affectent pas son angle de frottement et de dilatance.

Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant la méthode des éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits. L'introduction des nappes de géosynthétiques augmente considérablement la résistance maximale du sol et réduit les déplacements de l'échantillon.

#### Bibliographie

- [1] Consoli N. C., Montardo J. P., Prietto P.D.M., Passa G. S., « Engineering behaviour of sand reinforced with plastic waste». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128,n° 6, 2002, p.462-472.
- [2] Haeri S. M., Noorzad R., Oskoorouchi A. M., «Effect of géotextile reinforcement on the mechanical behaviour of sand». Géotextiles and Géomembranes, n° 18, 2000, p. 385-402.
- [3] Khedkar M. S., Mandal J. N. «Behaviour of Cellular Reinforced Sand Under Triaxial Loading Conditions». Geotechnical Geologic Engineering, n° 27, 2009, p.645-658.
- [4] Madhavi L. and Vidya S. M. «Effects of Reinforcement Form on the Behaviour of Géosynthétic Reinforced Sand». Geotextiles and Geomembranes, n° 25, 2007, p. 23-32.

- [5] Messas T., «Caractérisation et renforcement des sols avec inclusion de nappes plastiques souples discontinues». Revue Française de Géotechnique, n° 87, 1999, p. 55-62.
- [6] Nouri S., Laradi N., «Renforcement et amélioration des sols par l'utilisation des déchets de matières plastiques». Colloque International de Géotechnique, Beyrouth, 19-22 Mai 2004, p. 309-316.
- [7] Rakotondramanitra J. D. «Renforcement des Sols par des Nappes de Déchets de Matières Plastiques». Thèse de doctorat, Université Lyon I, 1988.



## BEHAVIOUR OF SOIL-REINFORCED WITH ROOTS VEGETATION

K. Negadi<sup>1</sup>, A. Arab<sup>1</sup>, M.K.Saeed<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Chlef University, Engineering Faculty, Civil Engineering & Architecture Department Laboratory of Materials Sciences & Environment, Algeria). ( [negadikh@gmail.com](mailto:negadikh@gmail.com) , [ah-arab@yahoo.fr](mailto:ah-arab@yahoo.fr))

<sup>2</sup> cairo university, Faculty of Civil Engineering . ( [engbokl@yahoo.com](mailto:engbokl@yahoo.com) )

### Thème N°08: Techniques d'amélioration des sols

#### Abstract

*This paper investigates the effects of vegetation on the stability of soil using the triaxial compression test. In order to evaluate influences of roots on soil shear strength an experimental investigations on the stress-strain behaviour of chlef soil, a monotonic drained and undrained triaxial laboratory tests that were carried out on reconstituted specimens at various confining pressure ( $\sigma_c' = 50, 100, 200, 300, 400$  KPa) and a constant relative density ( $Dr = 50\%$ ). Reinforcement of soil by fibrous roots is crucial for preventing soil erosion and degradation. Therefor we investigated soil reinforcement by roots of acacia planted in the area of chlef where shallow landslides and slope instability are frequent. These Roots were distributed in soil in two forms: vertically and horizontally. The monotonic Test results showed that roots have more impacts on the soil shear strength than the friction angle; and the presence of roots in soil substantially increased the soil shear strength. Also the results showed that the contribution of roots on the shear strength mobilized increases with increase in the confining pressure.*

**Keywords:** Triaxial Compression, Shear Strength, Monotonic, Roots, Drained, Undrained

#### 1. INTRODUCTION

It is generally accepted that tree roots can reinforce soil and improve the stability of vegetated slopes. Fiber-reinforced soil is becoming a viable soil improvement method for geotechnical engineering problems. Fiber-reinforced soils are currently being used or considered for applications that include stabilization of shallow slope failures (Gregory and Chill 1998), The role of vegetation in the stability of slopes has gained increasing recognition in the functions of mechanical and hydrological mechanisms (Greenway, 1987). Although some of the mechanisms, e.g. wind-induced dynamic forces on slopes due to vegetation, are adverse to the stability of slopes, vegetation has been known as a natural and helpful bioengineering method to protect slopes from shallow landslides and has also been used in practice throughout the world. The effect of root reinforcement on the stability of slopes can be evaluated directly in terms of the additional shear strength provided by roots in root-reinforced soils. At present, evaluation of the reinforcing effect of roots is mainly focused on comparisons of the shear resistance of soil with and without roots. Since the slope stability is highly dependent on the shear strength of soil, an increase in soil shear strength can effectively improve slope stability (Burroughs and Thomas, 1977; Wu et al., 1979; Gray, 1995; Watson et al., 1999; Pollen, 2007). It is especially necessary to study how to increase soil shear strength.

To quantify the contribution of roots to soil shear strength, several shear tests have been used for measurement of soil shear strength. Day (1993) conducted a direct shear test and concluded that the shear strength of soil with roots is greater than that of soil without. The most conspicuous source that vegetation enhances the stability of slopes is via root reinforcement (Gray and Sotir, 1996). Previous work has shown that an increase in fiber content generally increases the shear strength of soil. The present research deals with the study of the effect of root reinforcement of grass species in terms of the additional shear strength provided by roots in rooted soils (mechanical root effect).

Laboratory shear tests (Loades et al., 2009) and in situ shear tests (Fan and Su, 2008) on root-reinforced soil blocks have been conducted by several researchers, in order to quantify the root reinforcement effect. In addition, analytical models for soil-root interactions have also been developed (Waldron, 1977; Waldron and Dakessian, 1981; Wu et al., 1988a) and were employed to analyze in situ shear test results (Wu et al., 1988b; Wu and Watson, 1998). Furthermore, laboratory shear tests and in situ shear tests on root-reinforced soil blocks have been conducted by several researchers (Wu and Watson, 1998; Operstein and Frydman, 2000). These studies provide a substantial insight into the role of roots in the shear strength of soils. However, the research on using a triaxial compression test to study the same topic is relatively new. The application of a triaxial compression test for the study of reinforcing material in soil was first used in civil engineering-related fields. Schlosser and Long (1974) used a triaxial compression test to study sand reinforced by metal strips in 1974. They suggested that metal strips could be helpful in increasing the shear strength of sand. Gray and Al-Refeai (1986) reported that the

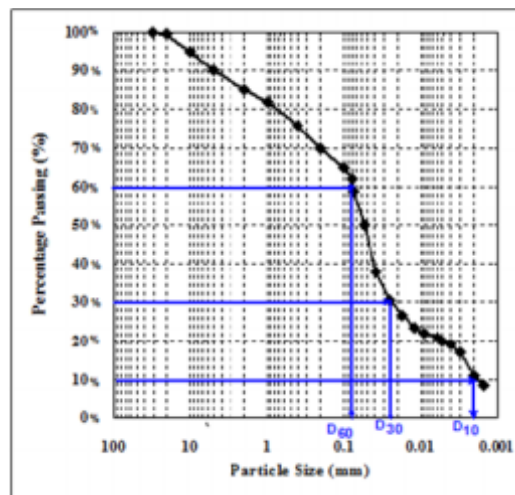
shear strength of reinforced earth could be determined by the tensile strength of reinforcing materials in his research on shear strength of fiber-reinforced soil using a triaxial compression test.

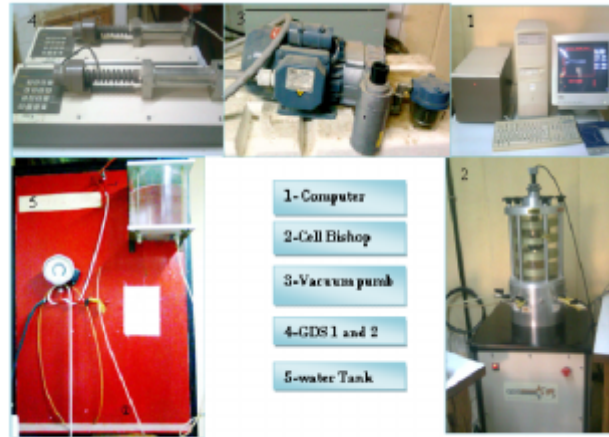
As we know that chlef city (Algeria) is also an area with high seismic activity, causing many secondary landslides, so that the present study was undertaken to examine the influence of roots on the shear strength of chlef soil. The focus is on the triaxial testing of silty soil with a programme including pure soil and soil-root composite samples. Consolidated drained and undrained triaxial testing was performed at different confining pressures to assess the effects of roots on soil stability. The plant used in the triaxial tests is *Acacia pycnantha* (mimosa. Golden Wattle). The triaxial compression test is expected to be applied in future study of soil reinforcement by roots.

## 2 . MATERIALS AND METHODS

### 2.1. Test site and soil properties

Our study site is located in Chlef city; chlef is approximately 210 km west of Algiers (Algeria). The Triaxial Compression tests were conducted in the Materials Sciences & Environment laboratory at Chlef University. The Atterberg limits of the portion passing No. 40 sieve are: liquid limit 33.5% and plastic limit 21.07%. The particles have a mean diameter ( $D_{50}$ ) of 0.06 mm, a minimum void ratio ( $e_{min}$ ) of 0.70, a maximum void ratio ( $e_{max}$ ) of 1.12, a uniformity coefficient ( $C_u$ ) of 37.5, and a specific gravity of 2.65 (ASTM D854). According to the Unified Soil Classification System (ASTM D2487), the soil is classified as low plasticity silty soil . Particle distribution curve of the soil at the test site is shown in Fig. 1.





**Figure 2** – Laboratory Testing Apparatus

#### 2.4. Sample preparation

The samples were 70 mm in diameter and 70 mm in height with smooth lubricated end-plates. First we put on filter paper pads (drainage hole) to protect them, and then we put a layer of silicone (KS63G) on two bases. After the specimen has been formed, the specimen cap is placed and sealed with O-rings; it was mounted on the base of the triaxial cell. The base platen was lightly coated with a film of thin grease prior to attaching the membrane. The membrane was then sealed to the top loading cap and the bottom platen with O-ring seals. To ensure a good homogeneity of stress and strain in the sample and reduce friction between the sample and the upper and lower bases. Saturation was performed by purging the dry specimen with carbon dioxide for approximately 15 min. De-aired water was then introduced into the specimen from the bottom drain line. Water was allowed to flow through the specimen until an amount equal to the void volume of the specimen was collected in a beaker through the specimen upper drain line. Therefore, to maintain contact between the top loading cap and the load cell a nominal deviatoric stress of about 2 KPa was applied to the sample.

To quantify the important influence of plant roots on shear strength of chlef soil, we performed consolidated-drained and undrained triaxial compression tests with different confining pressures ( $\sigma_3' = 50, 100, 200, 300, 400$  KPa). all samples were prepared on medium dense state ( $D_r = 50\%$ ). Two different types of samples were tested: pure soil samples and composites samples comprised of roots of *Acacia pycnantha* (Golden Wattle). Two root distribution forms were used in composites to study root reinforcing effects of different root distribution forms. One, three and four segments of root, 67mm long, were distributed vertically (vertical root or VR) in the sample sides (see figure 3); and three, seven segments of roots, each 30mm long, and 7mm diameter were distributed horizontally (horizontal root or HR) in the sample sides.

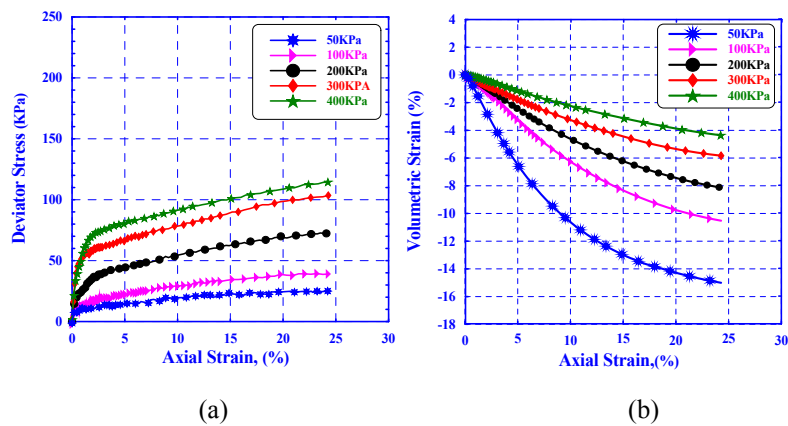


**Figure 3.** View of type of soil-root composite (root distribution form with four roots)

### 3. MONOTONIC COMPRESSION TRIAXIAL TESTS

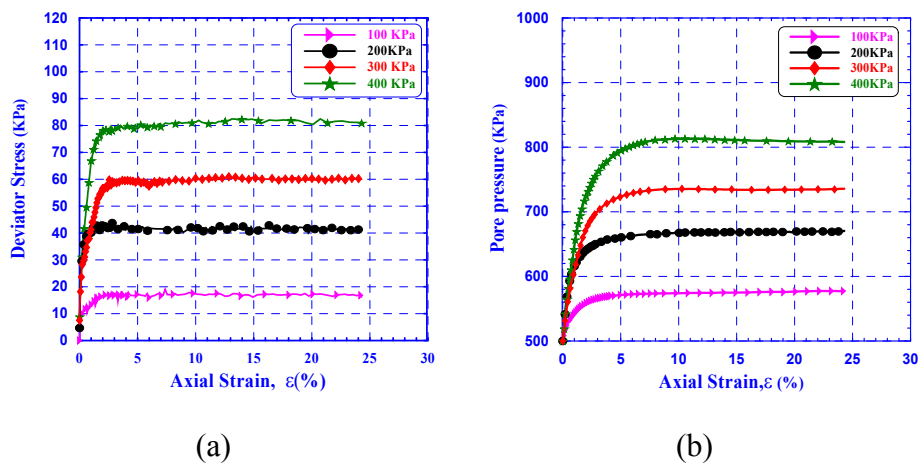
#### 3.1. Pure soil

The results of drained compression tests under monotonic loading conditions are shown in Figure (4). Five confining pressures of 50, 100, 200, 300 and 400 KPa were applied to each sample. It can be observed that as the confining pressure increases, the shear strength increases further. In contrast, there is not a peak deviatoric stress despite large confining pressure (figure 4(a)). The increase results from the role played by the fines in increasing the contractancy phase of the pure soil. The Figure 4(b) shows that the volumetric strains remain in the contractancy phase in spite of the increase in confining pressures which is also in conformity with Consoli et al.'s (2003) observations. For fine soils (silt or clay) the volumetric strains decrease with the increase in confinement, while sandy soils the volumetric strains increase with increase in the confinement (Chen and Loehr, 2008).



**Figure 4.** Curves of Drained Triaxial Tests: (a) Deviatoric Stress ( $q$ ). (b) Volumetric Strain versus Axial Strain ( $\epsilon_p$ ) with different confining pressure

Undrained triaxial compression tests were performed to determine the shearing resistance of the soil samples at 100, 200, 300 and 400 KPa confining pressure. It is found that the undrained shear strength increases with increasing confining pressure. The deviator stress reached a peak of 18, 44, 60 and 80 KPa and then decreases slightly mobilizing a residual force until the end of shearing (see Figure 5 (a)). On the other hand the evolution of pore pressure versus axial strain with different confining pressure is illustrated in figure 5(b), we note that the pure soil quickly generates pore pressure of 575, 660, 725 and 800 KPa until the value of 5% axial strain beyond that a stabilization of the pore pressure until the end of shearing. This increase results from the role of fines in increasing contractancy behavior of soil observed in the drained compression tests.

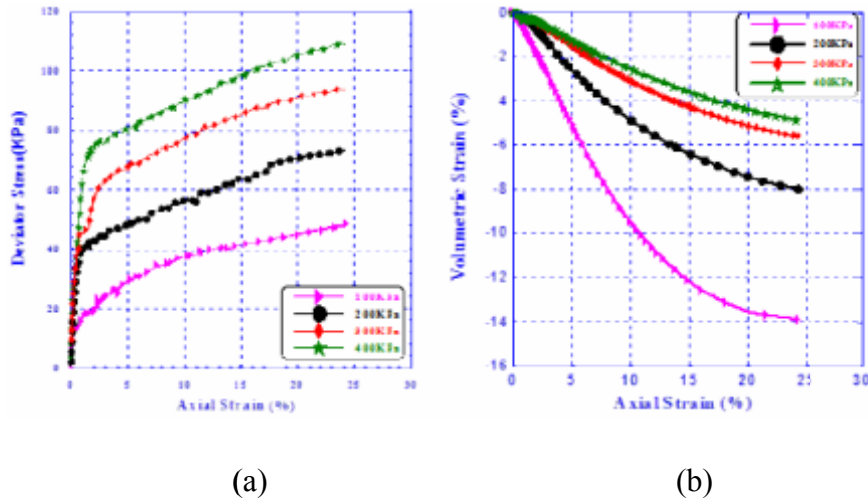


**Figure 5.** Undrained response of pure soil: (a) - deviatoric-stress (b) - pore pressure, versus the axial strain

### 3.2. Soil reinforced with vertical root

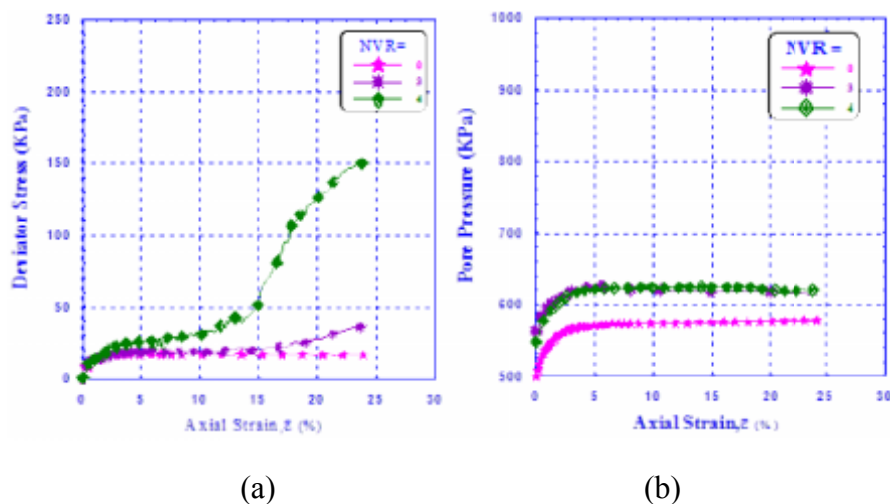
Figure 6(a) illustrates the change of the shear strength characterized by the deviatoric stress versus the axial strain of the soil reinforced with tree root with 3.5 mm in diameters and 30mm in length. It is found that the shear strength gradually from 50 KPa, 75, 95 to 110 KPa for consolidated reinforced soil under an isotropic stress 100, 200, 300 and 400 KPa respectively. The deviator stresses ( $q$ ) in good approximation indicate a positive correlation with the confining pressure.

Figure 6(b) shows the evolution of volumetric strains versus the axial strain, we note that the presence of root in the soil reduces the volumetric strains and therefore contractancy.



**Figure 6.** Response drained of reinforced soil (root diameter = 3.5mm).a- Evolution of deviatoric stress, b- Evolution of volumetric strain

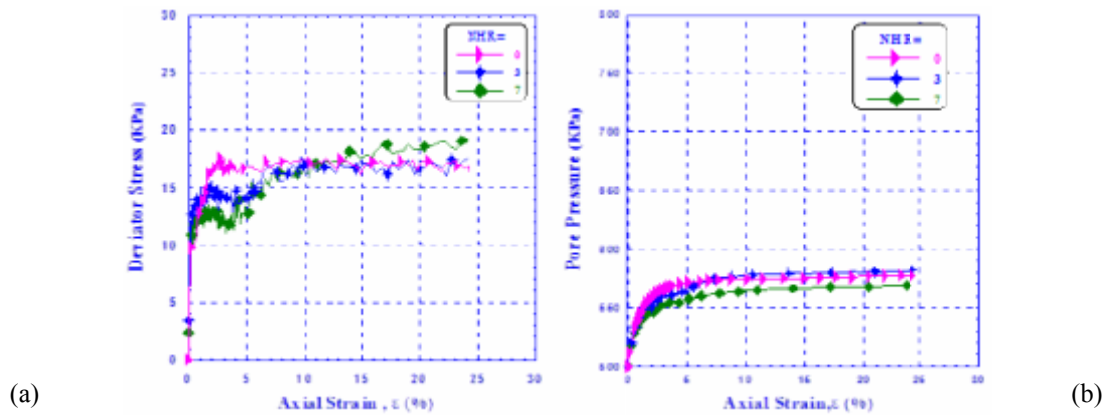
Figure 7 illustrates the undrained monotonic compression triaxial test results carried out under an initial confining pressure of 100 KPa for different numbers of vertical roots. Figure 7(a) shows the variation of the deviatoric versus axial strain; we note that the undrained shear strength of root-reinforced soil with 1.1 mm in diameter increases with increasing organic fibres, this increase is very significant for the soil reinforced with four roots. The value of the deviatoric stress mobilized reached 150 KPa; 40 KPa for the soil reinforced with three roots and 20 KPa for the pure soil. , it is emphasized that as the numbers of root increases as the soil shear strength increases further. The increase in soil strength was due to the large number of vertical root



**Figure 7.** Experimental results of the monotonic triaxial tests. Deviatoric stress versus axial strain

### 3.3. Soil Reinforced with Horizontal Root

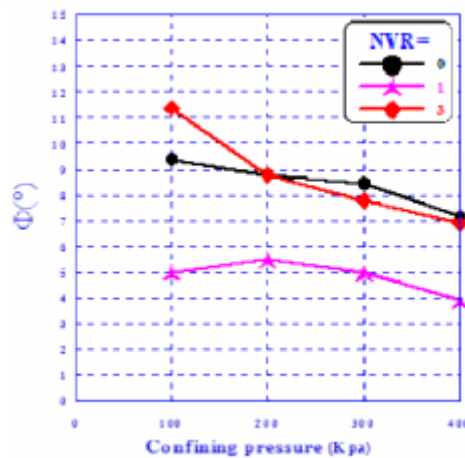
The results of undrained triaxial compression tests are illustrated in Figure 8(a).we note that there is not improved soil resistance despite the presence of the number of roots up to 10% axial strain beyond this value there is a slight improvement in resistance of soil reinforced by seven roots with 7mm in diameter (see fig 8(a)). Figure 8(b) shows the evolution of pore pressure versus axial strain. A slight decrease in pore pressure with increasing number of roots, the soil reinforced by seven roots shows its pore pressure stabilized at around 565 KPa, while the soil reinforced by three roots and pure soil the pore pressure stabilized at around 580 and 575 KPa respectively. This decrease results from the role of the fibres to decrease the contractancy phase of the reinforced soil leading to an increase in the dilatancy phase.



**Figure 8.** Undrained response of soil reinforced with different number of horizontal roots (NHR). a- deviator stress, b- pore pressure, versus axial strain

### 4 .THE EFFECT OF ROOTS ON THE FRICTION ANGLE OF SOIL

The estimated of the angle of internal friction [ $\Phi'$ ] for unreinforced and root-reinforced specimens with different confining pressure is shown in Figure 8.the results show that the angle of internal friction decreases with respect to increase in confining pressure. It is apparent that change in friction angle of composites, due to presence of roots in soil, the final effect of roots in soil results in increase in the shear strength of soil under different confining pressure. Changes in friction angle have insignificant effects on the shear strength, which is also observed in the study of Liu et al. (2006).Our results are in perfect agreement with those found in the literature (Tatsuoka et al. 1986; Al Mahmoud. 1997; Arab. 2008).



**Figure 9(a)** . variation of the friction angle with respect to confining pressure



Figure 9(b) shows the variation of the friction angle based on the number of roots. The angle of internal friction decreased significantly with increasing confining pressure. The roots' effect on the pure soil is reflected by an increase of  $9^\circ$  in the angle of internal friction, compared to root-reinforced soil samples at the same confining pressure (100KPa). Furthermore, the friction angle of the root-reinforced soil samples with three roots ( $11.80^\circ$ ) was higher than that of pure soil ( $7^\circ$ ) and the root-reinforced soil samples with one root ( $5^\circ$ ) at the same confining pressure of 400KPa. We note that the internal friction angle of composites decreases in one case with increasing confining pressure; and increases in the other case with increased in number of roots and the range of changes in friction angle of the composites(with one root) is much less than that in composites samples with three roots.

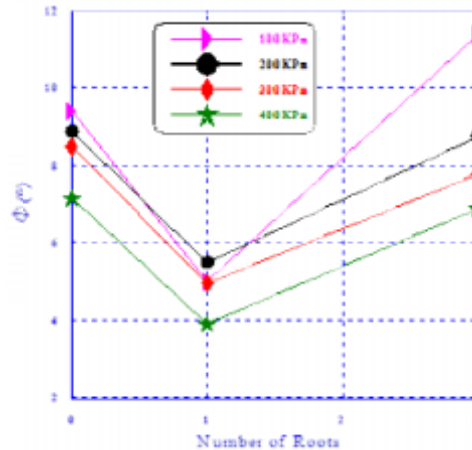


Figure 9 (b). variation of the friction angle with different confining pressure

## 5. CONCLUDING REMARKS

The following observations and conclusions are made regarding the engineering properties and triaxial behavior of root-reinforced and non-reinforced specimens of a silty soil from Chlef. The consolidated drained and undrained triaxial compression tests clearly indicate an increase in the shear strength of the soil investigated (silty soil) with the presence of roots (*acacia pycnantha*).

1. The position of the roots in the soil plays an important role to improve the shear resistance of the soil. The roots horizontally decrease the volumetric behavior resulting in a considerable increase in shear strength, while the vertical roots rise against the volumetric behavior resulting in an amplification phase contractancy.
2. Undrained monotonic tests showed that the layout and root diameter plays an important role in the undrained shear strength. The soil reinforced by roots arranged horizontally plays no role in improving soil strength, while the roots placed vertically in a manner significantly improve the undrained shear strength. Also, the number of roots plays a role in improving the drained and undrained shear strength.
3. The triaxial test data showed the friction angle to be barely affected by root with different confining pressure.

## REFERENCES

- [1] Al Mahmoud, M. (1997). Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contrainte, Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille.
- [2] Arab ,A. (2008). Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique, Thèse de doctorat en génie civil à l'USTO, Oran.
- [3] Burroughs, E.R. and Thomas, B.R. 1977. Declining root strengths in Douglas-fir after falling as a factor in slope stability. Research Paper INT-190. 27 pp. Forest Service. U.S. Dept. of Agriculture, Ogden, Utah
- [4] Chen. C.W. and J.E. Loehr .2008 Undrained And Drained Triaxial Tests Of Fiber-Reinforced Sand. Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics June 17 – 20, Shanghai, China

- [5] Consoli, N. C., Michele D. T. Casagrande ; Pedro D. M. Prietto ; and Antonio Thome' .2003 . Plate Load Test on Fiber-Reinforced Soil. *Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering*, Vol. 129, No. 10, October 1, 2003. ©ASCE,ISSN 1090-0241/2003/10-951-955/\$18.00
- [6] Day, R.W., 1993. Surficial slope failure: a case study. *J. Perform. Constr. Facil.* 7 (4),264-269
- [7] Gray, D.H., Al-Refeai, T., 1986. Behavior of fiber-versus fiber-reinforced sand. *J.Geotech. Eng. ASCE* 112 (8), 804-820
- [8] Gray, D.H., 1995. Influence of vegetation on the stability of slopes. In: Barker,D.H. (Ed.), *Vegetation and Slopes Stabilisation, Protection and Ecology*. Thomas Telford House, London, pp. 2-23.
- [9] Gregory GH, Chill DS (1998) Stabilization of earth slopes with fiber reinforcement. *Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, 1073-1078*
- [10] Greenway, D.R., 1987. Vegetation and slope stability. In:Anderson, M.G., Richards, K.S. (Eds.), *Slope Stability*. John Wiley & Sons Inc
- [11] Liu,X.P., Chen, L.H., Song,W.F., 2006. Study on the shear strength of forest root-loess.J. *Beijing Forest Univ.* 28 (5), 67-72 (in Chinese)
- [12] Loades, K.W., Bengough, A.G., Bransby, M.F., Hallett, P.D., 2009. Planting density influence on fibrous root reinforcement of soils. *Ecol. Eng.*, doi:10.1016/j.eco-leng.2009.02.005
- [13] Operstein, V., Frydman, S., 2000. The influence of vegetation on soil strength.*Ground Improv.* 4, 81-89
- [14] Pollen, N., 2007. Temporal and spatial variability in root reinforcement of stream-banks: accounting for soil shear strength and moisture. *Catena* 69, 197-205
- [15] Schlosser, F., Long, N.T., 1974. Recent results in French research on reinforced earth.*J. Construct. Div. ASCE* 100 (03), 223-237
- [16] Tatsuoka F., Maeda S., Ochi K. & Fugii S. (1986) : « Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading », *Soils and Foundations*, vol. 26, N°2, pp. 73-90
- [17] Waldron, L.J., 1977. The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 41 (3), 843-849
- [18] Waldron, L., Dakessian, S., 1981. Soil reinforcement by roots: calculation of increased soil shear resistance from root properties. *Soil Sci.* 132, 427-435.
- [19] Watson, A., Phillips, C.,Marden,M., 1999. Root strength, growth, and rates of decay: root reinforcement changes of two tree species and their contribution to slope stability. *Plant Soil* 217, 39-47
- [20] Wu, T.H., McKinnell, W.P., III, and Swanston, D.N. (1979).Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska.*Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 114, No. 12, pp. 19-33
- [21] Wu, T.H., Beal, P.E., and Lan, C. 1988a. In-situ shear test of soil-root systems. *Journal of Geotechnical Engineering.* 114(12): 1376-1394
- [22] Wu, T.H., Watson, A., 1998. In situ shear tests of soil blocks with roots. *Canadian Geotechnical Journal* 35, 579-590.



## EFFECTS OF CEMENTITIOUS MATERIALS ON THE PERFORMANCE OF CLAYEY SOILS

ZERROUK ABDELKADER<sup>1</sup>, LAMRI BELKACEM<sup>1</sup> AND VIPULANANDAN C.<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Laboratory of Structures, Geotechnics and Risks, Civil Engineering Department, University Hassiba Benbouali of Chlef, Algeria, E-mail: abdzerrouk@yahoo.fr*

<sup>2</sup> *Center for Innovative Grouting material and Technology (CIGMAT), Department of Civil Engineering University of Houston, Texas 77204 USA.*

### Thème N°8: Techniques d'amélioration des sols

#### Abstract

In this study, lime and cement were used to improve the performance of bentonite soils representing sandy clay to clay soil. The bentonite soils were treated with cement and lime before testing them for compaction characteristics and stress-strain relationships. Characteristics of the treated mixtures were determined by adding 3% lime or cement to the soils. The results showed that there was changes in the compaction properties, strength, and failure strain of the stabilized soils. Based on the compressive strength, addition of lime and cement enhanced the bentonite clay (10% sand) while lime was more suitable for the sandy clay (90% sand). Addition of 3% cement also reduced the failure strain of the sandy clay. The cement stabilization had better strength with bentonite clayey sand (50% sand and 50% bentonite) compared to the lime treatment. Addition of 3% cement and lime affected dry density, optimum moisture content, and failure strain of the clay soil (10% sand) and sandy clay.

**Keywords- concrete: lime, cement, bentonite, sand, Harvard miniature test\*\*\*.**

#### 1. INTRODUCTION

Soil compaction is one of the most important process in road construction, earthen dams, embankments, foundations and rammed earth walls. Compaction is the process of mechanically densifying a soil. The principal soil properties affected by compaction involve consolidation and settlement, shearing resistance, movement of water and volume change (shrinkage and swelling) very decisive when soils are used as subgrades for roads and airfield pavements. Using dry density to characterize the stabilized soils is inadequate.

The compaction process is not enough to improve the soil properties particularly in arid and semi arid regions where the compacted soils are unsaturated, and as a consequence the engineering properties are influenced by the matric suction during winter time affecting then the strength and density.

Over the last few decades lime and cement have been used for soil stabilization. Mitchell and Basma (1981), Nagih et al (1991), Arabani and Karami (2005), Boardman et al (2001), Clough et al (1981), Dallas (1995), Diamond and Kinter (1965), Dallas (1996), Consoli et al (2007), Healthcote (1991), Shrinivas (1993), Venkartarama (1995), Walker and Stace (1997) indicated the effectiveness of lime and cement for soil stabilization. These studies were mainly limited to one type of soil and there is no clear trend in the effectiveness of the stabilizing materials on the wide spectrum of soils.

This study therefore quantifies the influence of lime and cement on the strength of a variety of mixtures involving sand and CH clay (Bentonite). This study used the Harvard miniature method to compact the soils and prepare specimens for the strength test.

#### 2. OBJECTIVES

Investigate the effectiveness of 3% lime and cement treatment on the behavior of soils with varying bentonite content. The behavior of the stabilized soils were investigated after 14 days of curing.

### 3. MATERIALS AND METHODS

#### Binders

Ordinary Portland cement Type 1 (ASTM C150) was used. Typical particle size distribution of cement is shown in Fig. 1. The  $D_{50}$  for cement is about  $100\mu\text{m}$  and the particle distribution is much higher than the bentonite clay. Calcium oxide (CaO), commonly known as quicklime was also used as a binder. Quicklime produces heat energy by the formation of the hydrate, calcium hydroxide,



#### Sand (S)

The grain size distribution of the sand used in this control study is shown in Fig. 1. The coefficient of uniformity ( $C_u$ ) for the sand was 2.6. The  $D_{50}$  for the sand was 0.6 mm

#### Bentonite (B)

Bentonite clay, also known as the montmorillonite, is common part of the smectite group of clays, which are groups of clays with three layer structure. Numerous types of bentonite clay exist, and while each type has properties that serve to set each clay apart from the other, the clay types all share the common characteristic of being able to absorb water at a significantly higher rate than other forms of clay. Sodium bentonite which is also known as "Swelling Clay," is capable of holding many times its weight in water. This capability makes it usable as a sealant for older, unused oil wells and toxic waste storage areas, as it bonds with the natural surrounding soil to create a barrier where oil and toxins cannot penetrate. The properties of the bentonite used in this study are summarized in Table 1. In this study, bentonite was selected to represent the clay fraction of the soil. Typical particle size distribution for the bentonite clay is shown in Fig. 1. The  $D_{50}$  for the clay was about  $1\mu\text{m}$ .

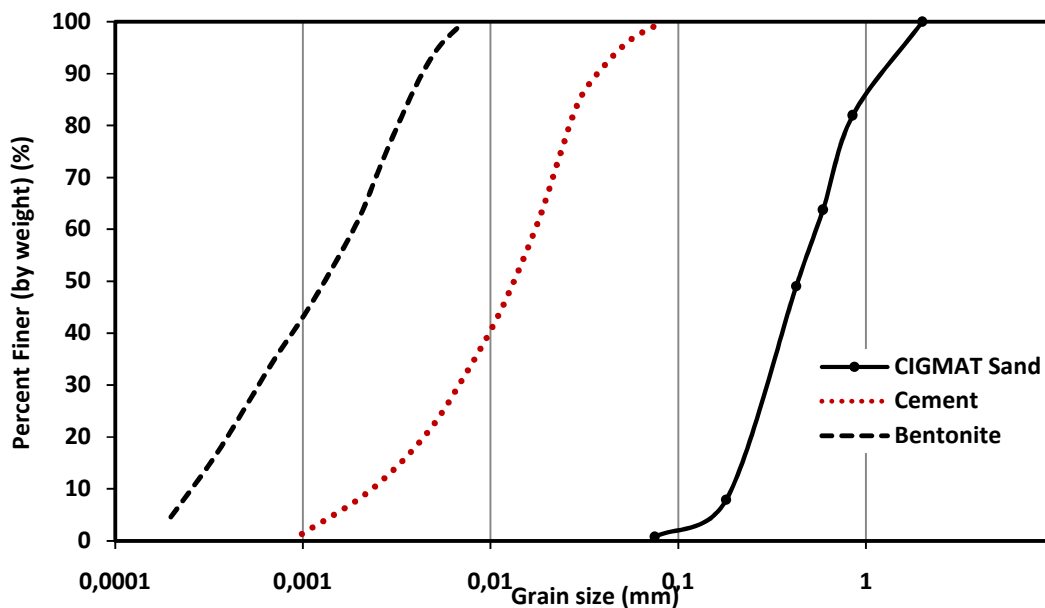


Figure 1. Grain size distribution for sand, cement and bentonite (after Ming Leung, 1990)

**Table 1.** Properties of bentonite

| Type of sample | LL% | PL% | Gs   | $\gamma_{dry}$ | O.M.C% |
|----------------|-----|-----|------|----------------|--------|
| Remodeled      | 324 | 43  | 2.66 | 11.45          | 38.1   |

### **Bentonite Soils**

The sand-bentonite mixtures were prepared with bentonite contents of 10, 50 and 90% by weight. For the first mixture of soil sand content was 10% with 90% of bentonite. The soil was stabilized with 3% of lime and cement.

### **Sample Preparation**

The samples were prepared by dry mixing sand with bentonite and cement or lime with varying amount of water. The Harvard Miniature compaction mold was used to prepare the specimens.

## **4. RESULTS AND DISCUSSIONS**

Observations from Harvard Miniature compaction test and unconfined compaction tests have been analyzed to study the effect of lime and cement on compaction characteristics and stress-strain behavior of the different mixtures of soil. The results are summarized in Table 2.

**Table 2.** Summary of test results

| Mixture    | Sand (%) | Clay (%) | Lime (%) | Cement (%) | OMC % | $\gamma_{dry}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $q_u$ (psi) | $\epsilon_u$ | Curing days |
|------------|----------|----------|----------|------------|-------|-------------------------------------|-------------|--------------|-------------|
| <b>I</b>   | 10       | 90       | 0        | 0          | 28.9  | 1.54                                | 119         | 1.76         | 14          |
|            | 10       | 90       | 3        | 0          | 30.6  | 1.63                                | 466         | 3.15         | 14          |
|            | 10       | 90       | 0        | 3          | 27.5  | 1.72                                | 325         | 2.2          | 14          |
| <b>II</b>  | 50       | 50       | 0        | 0          | 18.5  | 1.97                                | 143         | 2.21         | 14          |
|            | 50       | 50       | 3        | 0          | 19.2  | 1.96                                | 182         | 2.31         | 14          |
|            | 50       | 50       | 0        | 3          | 20.1  | 1.97                                | 290         | 2.54         | 14          |
| <b>III</b> | 90       | 10       | 0        | 0          | 12.7  | 2.08                                | 85          | 1.16         | 14          |
|            | 90       | 10       | 3        | 0          | 10    | 1.93                                | 172         | 1.7          | 14          |
|            | 90       | 10       | 0        | 3          | 9.8   | 1.87                                | 78          | 0.4          | 14          |

### **Compaction characteristics**

#### **Bentonite Clay (90/10)**

As shown in Figure 2 for the untreated soil (B90% ; S10%) the optimum moisture content was 28.9% while the dry density was 1.54g/cm<sup>3</sup>. The treatment of this type of soil gave the following results:

1. Addition of 3% of lime to this mixture increased the OMC by 6% while the dry density was increased by 5.5% compared to the untreated soil.

2. Addition of 3 % of cement increased the dry density by 11% compared to the untreated soil while the OMC was not changed compared to the untreated soil . Hence the addition of cement was more effective in modifying compaction properties(density and optimum moisture content) of the bentonite clay soil.

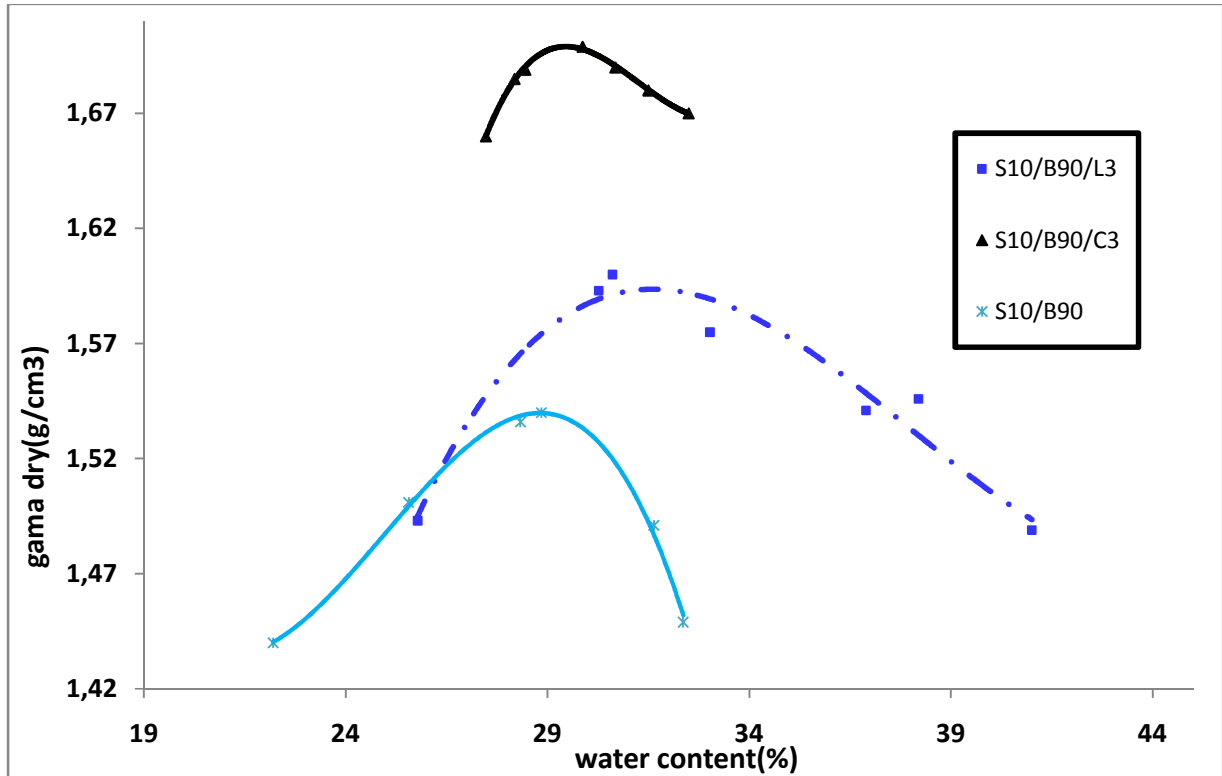


Figure 2. Dry Density vs. Water Content for the Clayey Sand

#### Bentonite Clayey Sand (50/50)

The maximum dry density and optimum moisture content for the soil were  $1.97 \text{ g/cm}^3$  (123 pcf) and 18.5% respectively.

1. Addition of 3% of lime decreased the maximum dry density by 0.4% while the OMC increased by 4%.
2. The treatment of the soil with 3% cement decreased the dry density slightly .While the optimum moisture content increased by 9%.

Hence the addition of 3% lime and cement had minimal effect on the compaction properties(dry density and optimum moisture content)

#### Bentonite Sandy-Clay (90/10)

The maximum dry density and optimum moisture content for the untreated soil were  $2.08 \text{ g/cm}^3$  and 12.7% respectively.

1. Addition of 3% of lime caused a decrease of 21% in optimum moisture content and 7% in dry density.
2. Addition of 3% of cement caused a decrease on both dry density and optimum water content by 10% and 23% respectively.

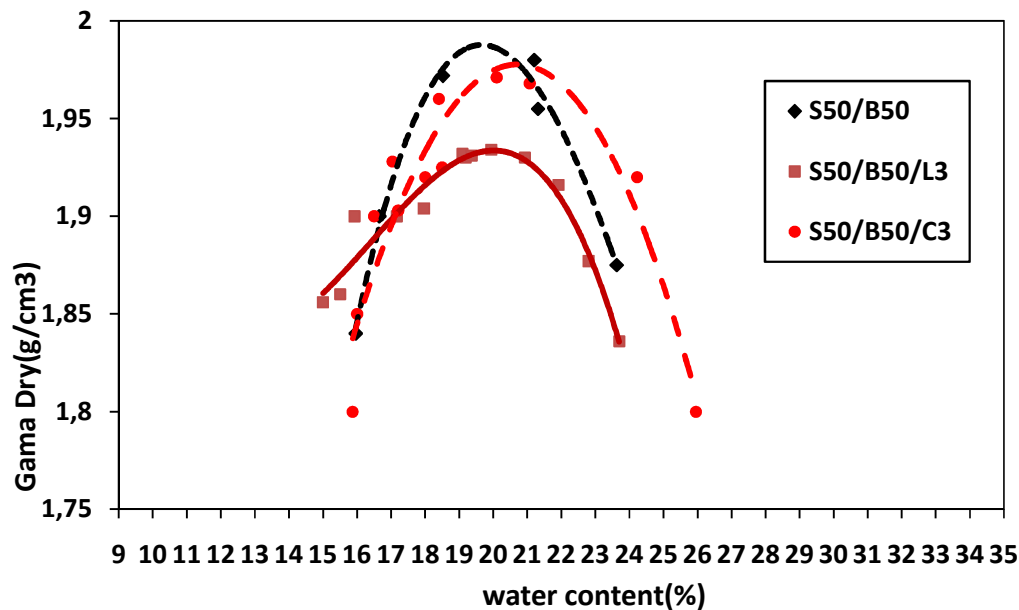


Figure 3. Dry density vs. Water Content for the Clayey Sand

Hence the addition of 3% of cement and lime reduced the maximum dry density and optimum content of the sand clay.

### Compressive Strength

Specimens were tested at a deformation rate of 0.05 in/mn. After a curing period of 14 days for each combination of bentonite clay and sand, The results were as follow for:

#### Bentonite Clay (90/10)

The unconfined compressive strength of the untreated soil near optimum moisture content was 119 psi as shown in Fig. 5.

1. Addition of 3% lime increased the U C S by 292% compared to the untreated soil
2. Soil stabilized with 3% of cement show an increase of 173% compared to the control soil.
3. Based on these tests, it was noticed that specimens stabilized by lime ( $\epsilon_u = 3.15\%$ ) were less brittle than those stabilized using cement ( $\epsilon_u = 2.2\%$ ).

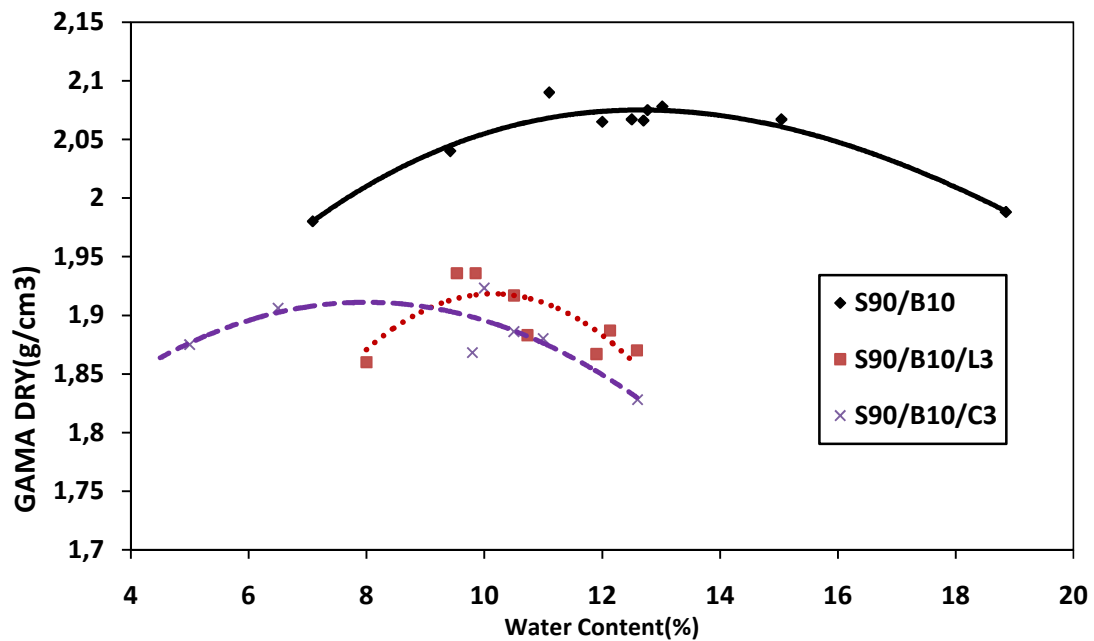


Figure 4. Dry density vs. Water content for the sandy clay

#### Bentonite Clayey Sand (50/50)

Figure 6 showed stress-strain relationship for the control soil near the optimum control a value of 143 psi.

1. By comparing UCS of the different mixtures, it was observed that lime stabilized specimens had 28% higher strength than the untreated soil (S50B50)
2. Soil treated with 3% cement showed an improvement of 102% in UCS compared to the control soil.
3. The specimens stabilized with lime ( $\epsilon_u = 2.3\%$ ) and cement ( $\epsilon_u = 2.5\%$ ) had comparable failure strains.
4. In this case, the specimens stabilized by cement exhibited better performance.

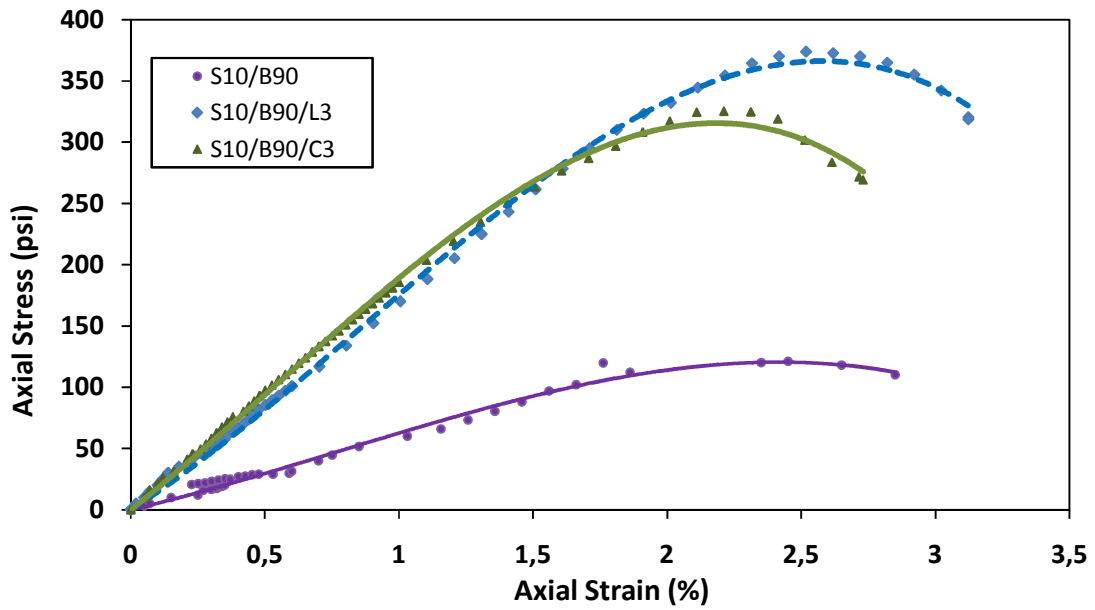


Figure 5. Compressive stress-strain relationship for clay soil

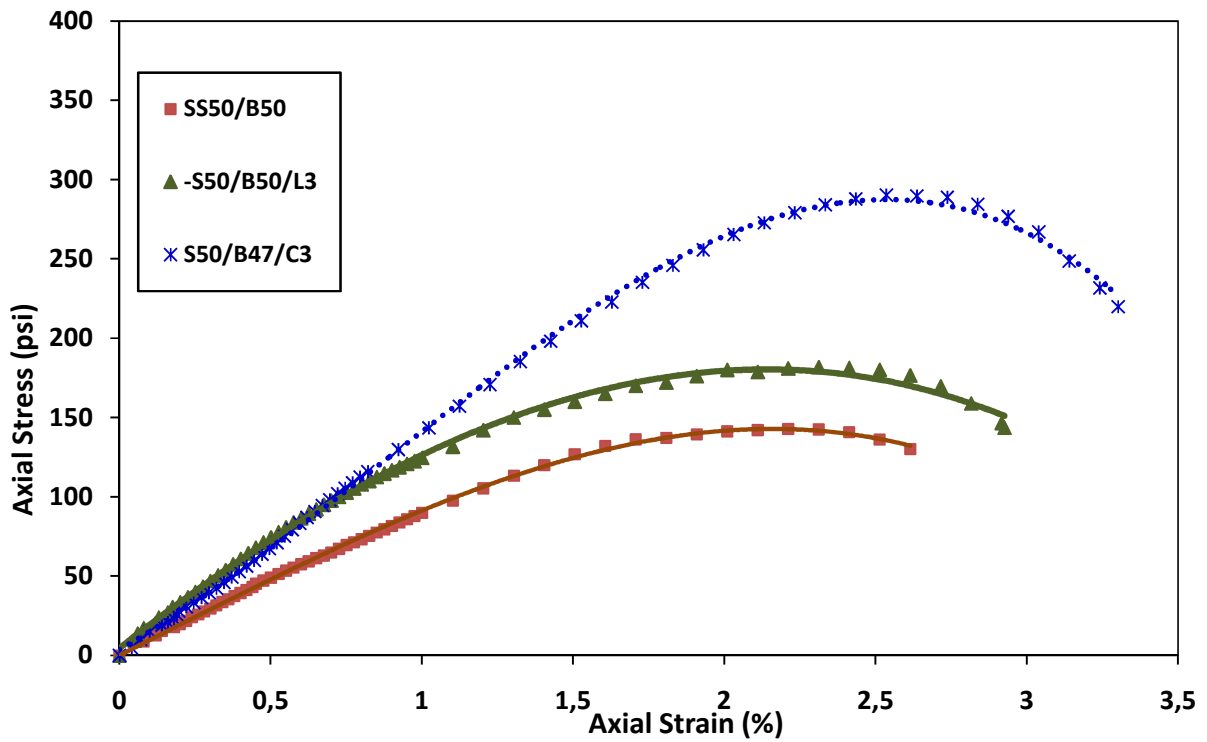


Figure 6. Compressive stress-strain relationship for clayey sand

**Bentonite Sandy-Clay (90/10)**

As seen in Fig. 7 for these combinations, the UCS for the control soil is 85 psi.

1. The soil treated with 3% of lime gave a UCS 102% higher than the value of the untreated soil with an improvement in failure strain of 48%.
2. Addition of 3% cement had no effect on the strength but the failure strain was 0.4%. The failure strain of the control soil ( $\epsilon_u = 1.16\%$ ) was substantially reduced by the addition of 3% cement.

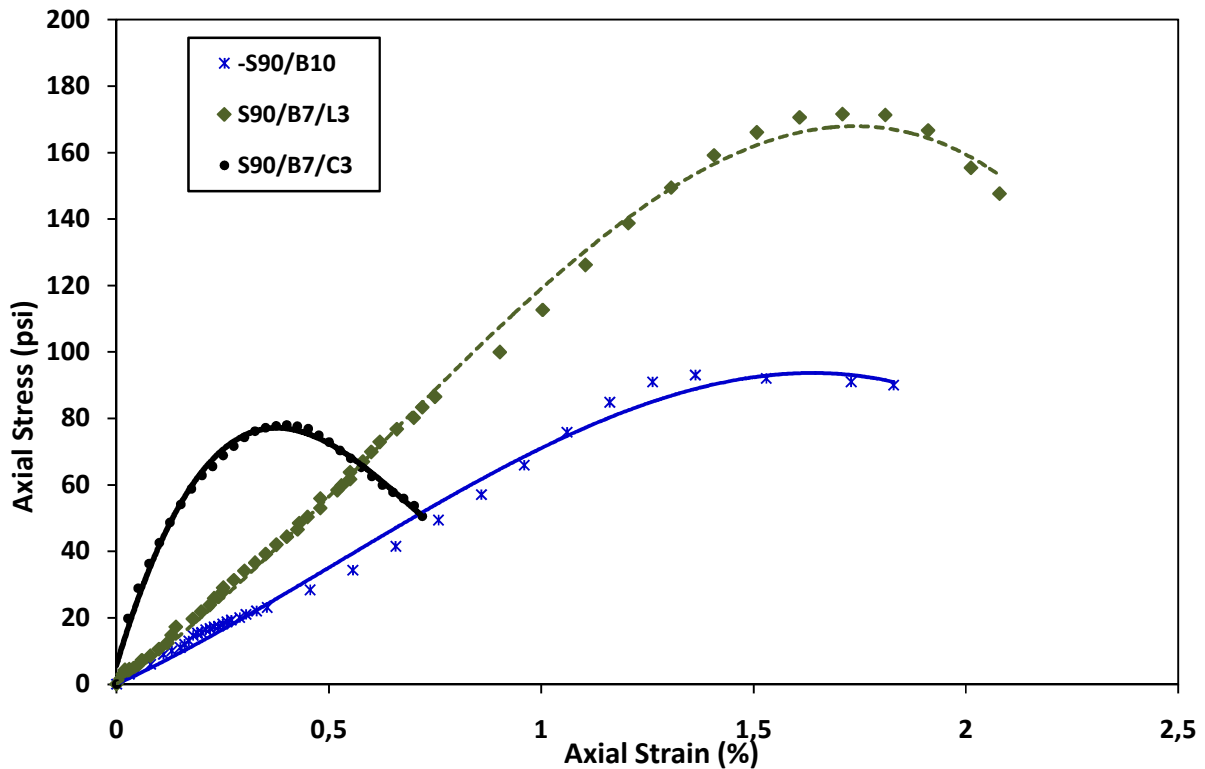


Figure 7. Compressive stress-strain relationship for clay –soil

**5. CONCLUSION**

Addition of cement and lime had varying effects on the soils studied and the properties of interest such as the unconfined compressive strength, failure strain, dry density and optimum water content. Based on the experimental study the following observations are advanced:

1. For the sandy- clay (10% sand 90% bentonite) addition of 3% lime increased the UCS by 292% and the treated soil with cement had an increase in UCS of 173% compared to the control soil. Based on these tests, it was noticed that specimens stabilized by lime showed higher failure strain than those stabilized by cement.
2. Addition of 3% of cement and lime increased the maximum dry density. The optimum water content of the sand clay showed an increase (6%) for the treated soil with lime while a decrease (5%) was noticed in treating the soil with cement.
3. For the clayey sand (S50%B50%) by comparing UCS of the different mixtures, it was seen that lime stabilized soils (3%) are 28% higher than the untreated soil. The addition of 3% cement showed an improvement of 102% in UCS compared to the control soil. Soils stabilized with cement had a higher failure strain (10%) compared to the soil treated with lime. Lime or cement had slight effect on the compaction properties (dry density and moisture content)



4. For the sandy clay soil (S90%B10%) addition of 3% lime to the soil improved the UCS by 102% compared to the untreated soil, while the failure strain increased by 47% also.
5. For this group of combination, soil treated with 3% cement had no effect on the control soil.
6. The addition of 3% of cement and lime reduced the maximum dry density by 10% and 7% respectively, while the optimum water content decreased by 23% and 21% respectively for the sand clay.

## 6. REFERENCES

- [1] Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., and Heink, K. S. (2007). "Key parameters for strength control of artificially cemented soils." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 133(2), 197-205.
- [2] Mitchell, J. K. (1981). "Soil improvement- State-of-the-art report" *Proc., 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng.*
- [3] Diamond, S. and E.B. Kinter (1965) "Mechanics of Soil-Lime Stabilization", An Interpretive Review, Highway Research Record, HRB, 92, National Research Council, Washington D.C., pp 83-102.
- [4] Dallas, N. Little (1995) "Stabilization of pavement Subgrades and Base Courses with Lime" Kendall/Hunt Publishing Company, Dubuque, Iowa.
- [5] Arabani, M. and M. Veis Karami (2005) "Geomechanical Properties of Lime Stabilized Clayey Sands", Accepted for publication in the Arabian Journal for Science and Engineering (AJSE), King Fahd University of Petroleum, Dhahran, Saudi Arabia.
- [6] Arabani, M. and M. Veis Karami (2005) "Study on the Geomechanical Characteristics of Clayey Sands Treated with lime", Abstract Accepted for publication in the 2<sup>nd</sup> National Congress on Civil Engineering, 2NCCE, University of Science and Technology, Iran.
- [7] Clough, G. W., N. Sitar, R.C. Bachus and N.S. Rad (1981) "Cemented Sands under Static Loading" *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 107 (6) pp. 799-817.
- [8] Nagih, M., M. El-Rawi, and M. Y. Al-Samadi (1995) "Optimization of Cement-Lime-Chemical Additives to stabilize Jordanian soils" *Journal of Islamic Academy of Sciences*, Vol.8, No.4.
- [9] Boardman, D.I., S. Glendinning, and C.D.F. Rogers (2001) "Development of Stabilization and Solidification in Lime-Clay Mixes" *Geotechnique*, vol. LI, No. 6 pp. 533-544.
- [10] Heathcote, K., "Compressive strength of cement stabilized pressed earth blocks" *Building research and Information* 19 (2) (1991) 101-105.
- [11] Shrinivas Rao Sarvade, "Studies on Soil-cement Blocks and Block Masonry", Msc. Eng. Thesis, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, Bangalore, India, 1993.
- [12] Venkatarama Reddy, B.V. and Jagadish, K.S. "Influence of soil composition on the strength and durability of soil-cement blocks" *The Indian Concrete journal* (September 1995) 517-524.
- [13] Walker, P. and Stace, T., "Properties of some cement stabilized compressed earth blocks and mortars", *Mater. Struct.* 30 (Nov. 1997) 545-551.
- [14] Walker, P.J. "strength and erosion characteristics of earth blocks and earth block masonry" *journal of material in civil engineering (ASCE)* 16 (5) (2004) 497-506 .

## TECHNIQUES D'AMELIORATION DES INFRASTRUCTURES

KHEIRA OUZAA<sup>1</sup>, MOHAMMED BENALI BENMANSOUR<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Maître de conférences B, Faculté d'Architecture et de Génie Civil –USTO M.B., Algérie  
(E-Mail :kh\_ouzaa@yahoo.fr)

<sup>2</sup> Professeur, Faculté d'Architecture et de Génie Civil –USTO M.B., Algérie

### Thème N° 8 : Techniques d'amélioration des Sols

#### Résumé

Les dommages occasionnés aux ouvrages dans les différents pays touchés par le séisme et les déficiences constatées dans la construction sont le résultat de nombreux paramètres tels que : le non-respect des prescriptions techniques, des règles et des normes parasismiques et la faute d'entretien préventif et régulier... Cet état des lieux dénote l'absence d'une stratégie globale de prévention et de réduction de la vulnérabilité du risque en milieu urbain. Une connaissance exhaustive de l'état des infrastructures est un travail de longue durée. Pourtant, il peut être nécessaire, dans de nombreux cas, de disposer rapidement d'informations fiables. D'où l'intérêt d'une méthode permettant d'identifier immédiatement les désordres, et de les classer en fonction d'actions à entreprendre selon différentes priorités. Cette méthode est présentée sous forme d'un programme informatique nommé "REHA". Ce dernier, constitue un outil pour éviter, au maximum, les désordres et obtenir une meilleure maîtrise des travaux de maintenance et de renforcement des infrastructures.

**Mots –Clés :** Dégradation, Diagnostic, Renforcement, Remède, Sol, Fondation.

#### 1. INTRODUCTION

Les ouvrages de fondation constituent l'interface entre les superstructures et le sol d'assise ; comme toute construction, ils doivent faire l'objet d'un entretien adapté, soit pour pallier un vieillissement prématuré ou remédier à des défauts d'origine, soit pour prendre en compte les conséquences de modifications intervenues depuis la construction de l'ouvrage dans ses conditions d'exploitation ou dans son environnement.

Le présent travail a pour objet d'exposer le module « Infrastructures » du programme " REHA"[1,2]. Ce module s'attache à donner les principaux procédés de réparation ou de renforcement des infrastructures correspondant à ces différentes techniques. Le choix des méthodes de réparation ou de renforcement est étroitement lié à la détermination de ces causes de désordres auxquelles il faut remédier. Ces travaux ont notamment pour but d'arrêter une évolution dommageable et de reconstituer l'intégrité des structures en leur assurant la pérennité voulue. La qualité de la réparation, fonction de la durée de vie qui lui est définie, est un élément d'appréciation important dans le choix des solutions.

Un exemple sur le renforcement des infrastructures est donné afin d'élucider le processus proposé.

#### 2. PRESENTATION DU PROGRAMME " REHA "

Le programme « REHA » est un programme informatique qui a été développé en utilisant le langage de programmation " Visuel Basic"[1,2]. Ce logiciel traite les bâtiments dégradés et évite les points qui sont quelquefois difficiles à apprécier, tout en permettant de déterminer les types de travaux à réaliser. Il comporte six modules qui sont :

- Module " **Infrastructures**" qui se décompose en :
  - Fondations
  - Canalisations
  - Regard
  - Drain et fosse drainante
- Module " **Superstructures**" qui se décompose en :
  - Poteaux et poutres en béton armé

- Planchers
- Murs
- Escaliers
- Module "**Étanchéité**" qui se décompose en :
  - Charpente en bois traditionnelle
  - Couverture en pente en "tuiles – ardoises"
  - Couverture plate "étanchéité traditionnelle"
- Module "**Menuiseries**" qui se décompose en :
  - Menuiseries en bois
  - Menuiseries métalliques
- Module "**Humidité**"
- Module "**Fissuration**"

Dans ce présent travail, nous allons nous intéresser au module «Infrastructures » des ouvrages existants.

### **3. MODULE "INFRASTRUCTURES"**

Le module «Infrastructures » du logiciel "REHA" consiste à donner des solutions adéquates afin d'améliorer et de renforcer les infrastructures : les remèdes aux différents désordres ont été classés par problème. Notre démarche s'est en effet inspirée de la pratique des professionnels du bâtiment dont la tâche quotidienne consiste à rechercher des techniques et des produits pour résoudre les problèmes qu'ils rencontrent. Ce module est basé sur les points suivants :

#### **3.1. Recherche des causes**

Cette recherche est facilitée par une bonne connaissance de l'histoire de l'ouvrage. Nous pouvons citer les causes possibles suivantes :

- erreurs dans la conception ou au cours de la construction de l'ouvrage,
- écarts entre les caractéristiques géotechniques réelles et celles prises en compte,
  - évolution de ces dernières par altération dans le temps du terrain de fondation (création de fontis, effondrement de carrière sous-jacente...),
- modification des sollicitations extérieures (ex : surcharge des terrains avoisinants),
- changement dans les conditions d'exploitation,
- modification de l'environnement (fouille à proximité de l'ouvrage, modification de niveau de la nappe, affouillements...),
- altération du béton placé dans un milieu agressif.

#### **3.2. Choix de la méthode et des moyens à mettre en œuvre**

Ces choix doivent toujours être guidés par le souci constant de ne pas aggraver les désordres d'une autre structure qui présente déjà des insuffisances, ou de ne pas mettre en péril la bonne tenue des ouvrages voisins. Outre les considérations d'ordre économique, les points suivants seront pris en considération :

- la mise en évidence des risques liés au choix des moyens de réparation ou de confortement tels que :
  - l'incapacité de la structure à reprendre des charges non prévues lors de sa construction,
  - la modification de la capacité portante du terrain et les conséquences sur le comportement de l'ouvrage de l'utilisation du lançage, du battage, de la vibration... ,
  - la précision d'exécution et ses conséquences possibles ;
- le phasage des travaux ;
- la définition des appareils de mesure et de contrôle à mettre en place, pour lesquels on devra préciser :
  - les mesures, avec leur point zéro, à effectuer, leur fréquence ou leur enregistrement en continu et le processus de présentation et d'exploitation de ces mesures,
  - les alarmes à mettre en œuvre, automatiques ou non.

### 3.3. Les différentes techniques utilisées

Les techniques de renforcement des fondations ou du sol de fondation, sont très différentes et il a été choisi de les classer comme suit:

#### 3.3.1. *La reprises en sous-œuvre*

Elle porte spécifiquement sur des fondations de type "superficielles" associées à des fondations existantes, soit elles-mêmes superficielles, soit profondes (fondations mixtes). Le principe de base consiste, soit à reporter le niveau de fondation à un niveau inférieur, où le terrain est de meilleure qualité, soit à augmenter la surface de la fondation au niveau, où elle a été initialement réalisée. Le travail s'effectue par parties, une partie étant une tranche verticale de dimensions réduites (quelques m<sup>2</sup> de section droite).

Généralement, chaque tranche verticale est entièrement réalisée jusqu'à la nouvelle cote de fondation. La stabilité de l'ouvrage est assurée par report des efforts sur les tranches latérales adjacentes. La même opération est répétée à 2 ou 3 mètres de distance [3]. A l'issue de cette première phase, la moitié environ de la nouvelle fondation a été réalisée. La seconde phase est alors exécutée en travaillant sur les tranches verticales intermédiaires. Il est généralement possible, au cours de cette phase, d'employer des méthodes simplifiées (par exemple : réduction des blindages). Des liaisons mécaniques par armatures entre deux tranches moyennes peuvent être requises.

#### 3.3.2. *L'amélioration et le renforcement des terrains par injection*

Cette méthode consiste à introduire de force, de manière diffuse ou contrôlée, des additifs faisant prise et améliorant globalement les caractéristiques mécaniques du terrain. Il s'agit des injections traditionnelles, du compactage statique horizontal, méthodes faisant appel à des matériels et des produits très différents. Les produits d'injection sont, selon les cas, constitués de coulis de ciment éventuellement additionné de pouzzolanes de cendre volante, de plastifiant et d'accélérateur de coulis d'argiles colloïdale ou de bentonite, de coulis à base de produit chimique liquide ou de résines organiques[4].

#### 3.3.3. *Les pieux et micropieux*

Ces derniers étant particulièrement bien adaptés aux renforcements. La technique des micro-pieux consiste à exécuter des pieux de faible diamètre(60 à 250mm), forés à l'aide d'outils permettant de traverser et d'identifier, avec le même matériel, la roche, la maçonnerie, le béton et les couches de sol justifiant la consolidation. Dans la majorité des cas, les micro-pieux sont forés par rotation. Ce procédé de forage est parfaitement adapté à la reprise en sous-œuvre au voisinage d'ouvrages existants [5].

Le bétonnage des micro- pieux s'effectue généralement en pression et on utilise un béton fortement dosé en ciment. Ce procédé confère aux micro-pieux une très grande adhérence au terrain et une bonne résistance. D'où une charge portante par frottement latéral élevée par rapport à leur section.

#### 3.3.4. *Les tirants, boulons d'ancrage et clous*

Bien adaptés aux soutènements et dont les mécanismes d'interaction avec le sol sont les mêmes que pour les micropieux. Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant de façon à rétablir ou à renforcer la stabilité d'une fondation au renversement, au glissement ou au soulèvement. Les domaines d'application les plus courants sont donc le renforcement des murs de soutènement sous-dimensionnés, des massifs de fondation de poids insuffisant, des radiers soumis à des sous-pressions, etc [6,7].

3.3.5. Le rabattement ou le drainage

Le rabattement consiste à abaisser la pression des nappes à l'intérieur d'un volume de terrain déterminé, en dessous de la surface extérieure du volume considéré. Il est obtenu par un nombre approprié de captages disposés autour du volume à rabattre et dans lesquels un pompage permanent est assuré. Le drainage ne comporte généralement pas de pompage mécanique, car on utilise uniquement l'écoulement gravitaire. Son domaine d'application est surtout celui des terrains peu à très peu perméables.

4. TRAITEMENT D'UN EXEMPLE DE RENFORCEMENT DES FONDATIONS D'UN BATIMENT EXISTANT SUITE A UNE AUGMENTATION DE SA CHARGE PAR L'UTILISATION DU PROGRAMME « REHA »

Supposons, par exemple, qu'il s'agisse d'ajouter des étages à un bâtiment existant et que les poteaux et la toiture aient été renforcés selon une technique bien envisagée. Le problème du renforcement de la fondation subsiste. Il est possible de s'y attaquer grâce aux méthodes de renforcement proposées par notre programme « REHA » [2], dans un tel cas, deux techniques sont possibles :

- Augmentation des dimensions des semelles de façon à ramener la pression exercée sur le sol sous-jacent à une valeur acceptable (Figure1).
- Augmentation de la résistance du sol sous-jacent afin qu'il puisse résister à l'accroissement de la charge sans que les dimensions des semelles soient accrues (Figure2).

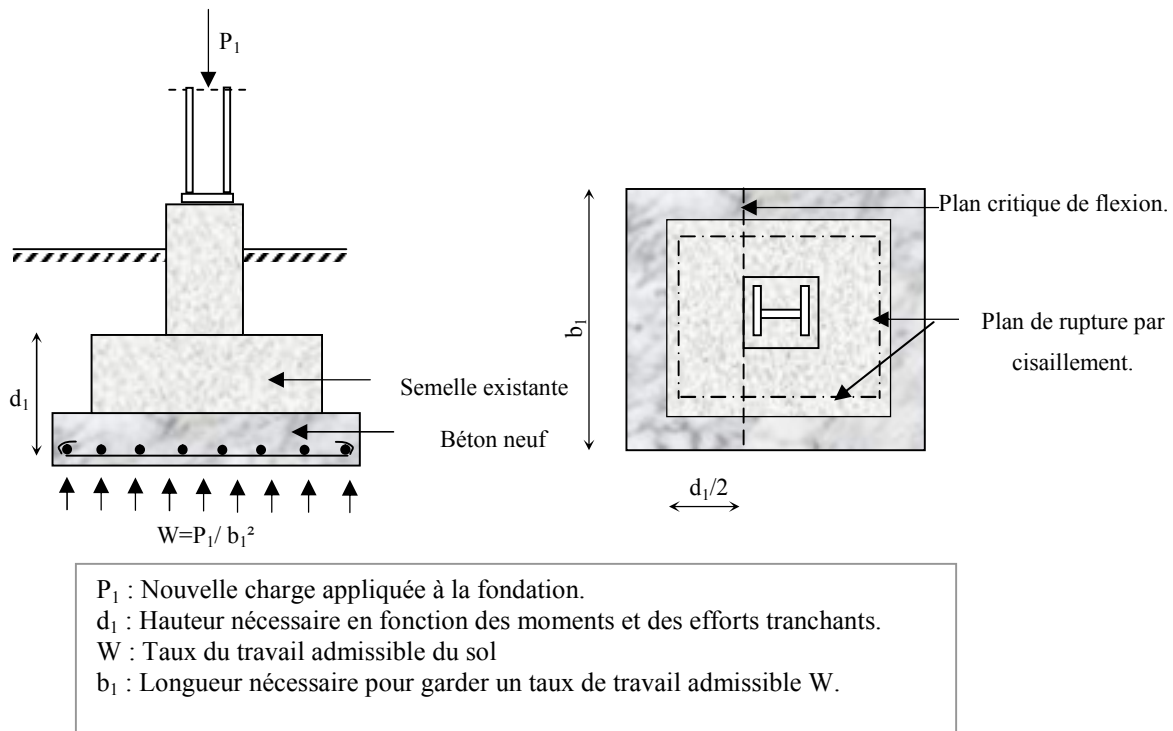
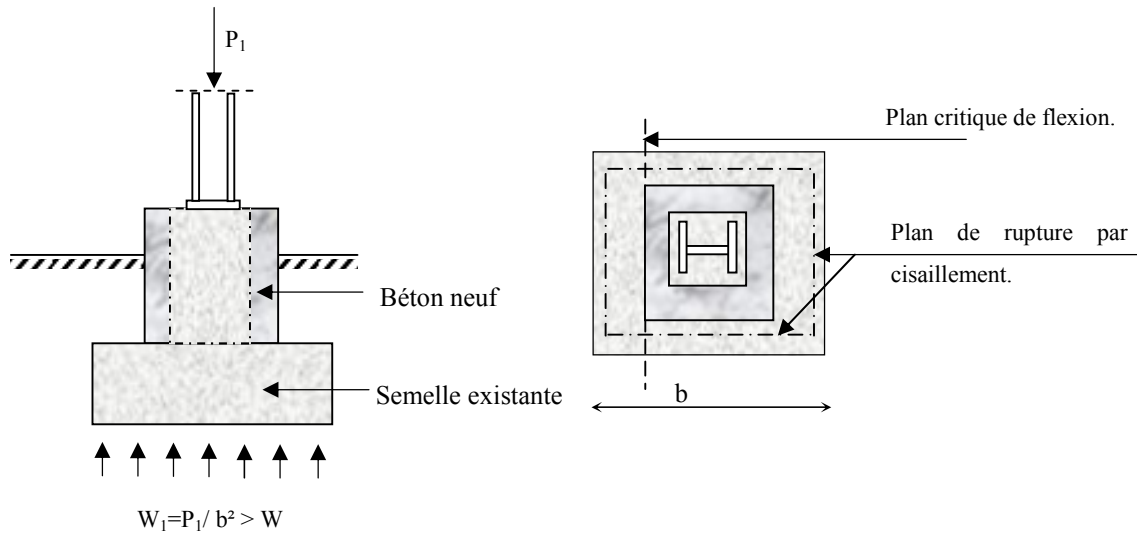


Figure 1. Agrandissement de la semelle de la fondation.



**Figure 2.** Augmentation de la capacité portante d'une fondation par injection.

Pour ramener les contraintes à une valeur acceptable, il est possible d'agrandir le socle sans enfoncer la semelle mais une limite est atteinte quand ses dimensions horizontales sont égales à deux ou trois fois sa hauteur [5]. Au delà de cette limite, il faut enfoncer la semelle généralement par reprise en sous œuvre [6], ce qui entraîne des travaux coûteux (Figure 1).

Quand cette situation se présente, l'avantage de l'injection de coulis ou de produits chimiques consiste théoriquement en ce que, sauf pour les très grandes semelles, ces opérations sont facilement réalisables sans agrandissement est résolu par la rigidification du sol. Le problème de l'approfondissement est résolu par l'agrandissement du socle, problème beaucoup plus simple lorsque la semelle elle-même n'est pas agrandie.

Si un coulis est injecté, il ne faut pas oublier que l'injection doit être pratiquée assez profondément au dessous de la semelle pour assurer une distribution de la charge sur une surface assez étendue pour ne pas surcharger le sol au dessous de la partie injectée.

Par exemple, pour une semelle de (3x3) m<sup>2</sup>, une injection de mortier jusqu'à 1,5 m de profondeur réduit la pression exercée sur le sol au dessous de la zone traitée à moins de 50% de la pression sous la semelle existante [8].

L'application de cette méthode est sujette à d'autres restrictions : il faut que le sol soit assez poreux pour admettre le coulis, que le taux de travail de la fondation ne soit pas conditionné par des considérations de tassements en profondeur (qui dépendent de la charge totale et non de la pression unitaire sur le sol). Des forages avec prélèvement doivent être effectués dans la zone injectée et les carottes doivent être étudiées.

## 5. CONCLUSIONS

L'objectif du renforcement étant en général d'augmenter la capacité portante des fondations, il ne faut pas oublier d'examiner l'incidence de cette augmentation de charge sur les tassements ultérieurs du bâtiment.

En effet, l'ingénieur devra procéder à l'étude théorique des conséquences de l'accroissement des charges et surcharges sur l'intensité des contraintes dans les matériaux constitutifs de la structure, afin de définir le ou les moyens permettant de maintenir ces contraintes à l'intérieur du domaine de sécurité.

Enfin, le programme " REHA " établi dans ce travail, peut être une maquette d'essai d'une politique de sauvegarde du patrimoine qui doit être pensée et mise en œuvre simultanément avec celle de la production du logement neuf.

### Bibliographie

- [1]. Ouzaa K.(2003) ,Réhabilitation du vieux bâti. Solutions techniques pour un bâtiment menaçant ruine situé à Oran, *Thèse de Magister en Génie Civil*, Faculté d'Architecture et de Génie Civil, USTO – M.B.
- [2]. Ouzaa, K. (2011), Modélisation et simulation de la fissuration du béton : application aux dallages, aux voiles et aux poutres de ponts en béton armé, *Thèse de Doctorat En Sciences en Génie Civil*, Faculté d'Architecture et de Génie Civil, USTO – M.B.
- [3]. Schwartz B. (2010), Réhabilitation des bâtiments. Structures et enveloppe, solutions techniques, Lavoisier.
- [4]. AFTES (2006), Recommandations de l'AFTES relatives à la conception et la réalisation des travaux d'injection des sols et des roches. Extrait de « Tunnels et Ouvrages souterrains », N° 194-195 de mai- juin.
- [5]. Sidney M.J. (1969), Dégradation, entretien et réparation des ouvrages du génie civil, Eyrolles.
- [6]. Guide technique Ouvrages de soutènement(2003), Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées, des poutres et voiles armés par tirants précontraints.
- [7]. Norme NF EN 1537(2000), Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Tirants d'ancrage, pp.94-321.
- [8]. Collombet R. (1998)., Techniques et produits pour l'amélioration de l'habitat, Editions du Moniteur, pp.14-30,

## **12. Matériaux innovant pour la construction en zone sismique**



## RELIABILITY AND SENSITIVITY ANALYSIS OF HIGH STRENGTH CONCRETE SLABS

Khalil Belakhdar<sup>(1)</sup>, Nassim Kernou<sup>(1)</sup>, Yeghnef Reda<sup>(1)</sup>, et Yazid Harbit<sup>(1)</sup>

<sup>1</sup>Departement de génie civil et Hydraulique, Université de Saida, Algérie (nassimkernougeniecivil@yahoo.fr)

### Abstract

*This paper presents the application of reliability analysis to nonlinear reinforced concrete slabs made of high strength concrete HSC. The limit state function is identified in terms of displacement where failure is assumed to occur when the structure presents displacements bigger than a prescribed limit. The reliability index given by this problem is a lower bound for the reliability index since the estimated maximum displacement limit is smaller than the one of when collapse of the structure is considered. First and Second Order Reliability Method (FORM/SORM) are used, and the results are compared to the ones given by Monte Carlo simulation where the reliability are evaluated in terms of the maximum estimated displacement. In addition to reliability analysis, sensitivity analysis is carried out in terms of different load level to study the effect of the main variables to the results.*

**Keywords:** Reliability analysis, Reinforced concrete slabs, sensitivity analysis, Response surface, a lower bound for the reliability index.

### 1. INTRODUCTION

Reinforced concrete structures present significant nonlinear and accordingly complex behavior and consequently nonlinear analysis of this kind of structure has been subject of research for many years (Cervera and Hinton 1986, Kwak and Filippou 1990, Tomaszewicz 1993). In the last decades very sophisticated and accurate structural models were proposed, that can take into account most aspects of the nonlinear behavior of concrete structures (Al-Shaarbaif 1990, Deaton 2005, Smadi and Belakhdar 2007).

The complex behavior of concrete slabs under real conditions leads to strong uncertainties related to material properties of slabs and the loading conditions. These uncertainties must be taken into account to be included in the design guidelines of such structures especially when some structure does not fit exactly in any standard due to its size, new material properties, complexity or multidisciplinary nature. In these cases probabilistic analysis can be pursued since design standards are not able to cover the full range of application that engineers are able to conceive.

In the context of reinforced concrete structures, an interesting strategy to use the response surface approach to evaluate the reliability analysis. This strategy is now widely used where the response of the surface is approximated by an analytical function and the reliability analysis problem is solved for this approximation.

In this paper we have studied the reliability analysis of reinforced concrete slab made of HSC. The response surface method has been used to evaluate an explicit second order polynomial performance function. The random input parameters are: concrete strength, steel yield stress, reinforcement ratio, and the applied load. Failure is assumed to occur when the displacements are bigger than some prescribed limit. Two cases of analysis were carried out: reliability analysis using FORM, SORM and Monte Carlo simulation, and sensitivity analysis.

### 2. FINITE ELEMENT FORMULATION

For the nonlinear analysis of concrete slabs a nonlinear finite element code NLFEM (Non-Linear Finite Element Analysis of Slabs) has been used. NLFEM has been developed to predicate and study the behavior of normal and high strength concrete (Smadi and Belakhdar 2007). Its concept and modeling characteristics are described in the following section.

#### 2.1. Modeling of concrete material in compression

The behavior of concrete in compression is simulated by an elasto-plastic work hardening model up to onset of crushing. The plasticity model and its constituent, and the modeling of concrete under triaxial state of stress, will be discussed in terms of the following elements: 1) Uniaxial stress-strain relationship, 2) Failure criterion, and 3) Crushing condition.

1. Uniaxial stress-strain relationship

Frequently, the widely used stress-strain relationship of concrete up to the peak stress is given as a parabolic relationship as follows:

$$\sigma = f_c' \left[ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

Where  $\varepsilon_0$  is the strain at peak stress  $f_c$  given by

$$\varepsilon_0 = 2 \cdot \frac{f_c'}{E_c} \quad (2)$$

In the presence of orthogonal cracks which are caused by shear or transverse tensile stresses, concrete exhibits lower compressive strength and stiffness than uniaxially compressed state. Such degradation or softening in compressive strength of concrete is taken into consideration in the present study by multiplying the uniaxial compressive concrete stress defined in Equation (1) by a softening factor  $\lambda$ , as shown in Fig. 1. Among various compression reduction models available in literature, the model suggested by Vecchio, and Aspiotis(1994), is implemented in the present finite element formulation. The model can be expressed as:

$$\lambda = \frac{1}{1 + K_c \cdot K_f} \quad (3)$$

Where:  $K_c$ , represents the effect of the transverse cracking and straining,  $K_f$  represents the dependence on the strength of the concrete ( $f_c$ ),  $K_c$  and  $K_f$  are given by:

$$K_c = 0.27 \left( \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} - 0.37 \right) \quad (4)$$

$$K_f = 2.55 - 0.2629 \sqrt{f_c'} \leq 1.11 \quad (5)$$

Where:  $\varepsilon_r$  is the tensile strain normal to the cracked plane given by:

For cracked sampling point in the principal direction "1"

$$\varepsilon_r = \varepsilon_1 \quad (6)$$

For doubly cracked sampling point in both directions "1" and "2"

$$\varepsilon_r = \left( \varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Where  $\varepsilon_1$  is the transverse tensile strain in the principal direction "1" normal to the cracked plane,  $\varepsilon_2$  is the tensile strain in the second direction "2" normal to the second crack plane.

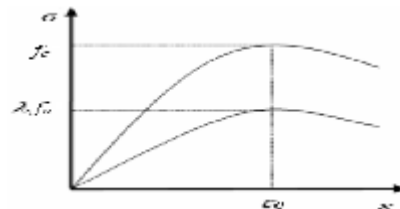


Fig. 1: Compression reduction of transversely cracked concrete

2. Failure criterion

Under triaxial state of stress the failure criterion for concrete is generally assumed to be dependent on three stress invariants. However, the failure criterion used in this study is dependent on two stress invariants which

has been proved to be adequate for most practical situations and has been successfully used by many investigators for analyzing reinforced concrete plate and shells (Figueiras and Owen 1984, Cervera and Hinton 1986, Naji 1989, Al-Shaarbaf 1990) which can be expressed as:

$$f(\sigma) = f(I_1, J_2) = \sqrt{\alpha I_1 + 3\beta J_2} - \sigma_0 = 0 \quad (8)$$

Where:

$I_1$  is the first stress invariant given by:

$J_2$  is the second deviatoric stress invariant

$\sigma_0$  is the equivalent effective stress at the onset of plastic deformation,

$$\alpha = \sigma_0 (\beta - 1) \quad (9)$$

$$\beta = \frac{1 - 2.\gamma}{\gamma^2 - 2.\gamma} \quad (10)$$

Where,  $\gamma$  is a constant to be determined from equal biaxial compression state, which is given by:

$$\sigma_x = \sigma_y = -\gamma\sigma_0 \quad (11)$$

The adopted values of  $\gamma$  are taken according to experimental work conducted by Hussein and Marzouk (2000) where they found that the constant  $\gamma$  has the values of 19, 14 and 9% for concrete strength of 42.7, 73.7 and 96.5 MPa, respectively.

### 3. The crushing condition

The experimental tests of concrete under multiaxial loading indicate that the crushing is a strain related phenomenon (Chen and Saleeb 1982), so concrete is considered to crush when the strain reaches a specified ultimate value, after that the current stresses drop suddenly to zero and the concrete is assumed to lose completely its resistance against further deformation. Hence the crushing criterion is directly obtained by using the same form of yield criterion but in terms of strains, as follow:

$$C.I_1 + \sqrt{(C.I_1)^2 + 3.\beta.J_2} = \varepsilon_{cu} \quad (12)$$

Where  $\varepsilon_{cu}$  the ultimate concrete strain that can be obtained from the uniaxial compression test. Frequently, the ultimate concrete crushing strain  $\varepsilon_{cu}$  is estimated to be in the range of 0.0030 as suggested by ACI-318-02 and NZS-95 codes to 0.0035 as given by BS8110 and CSA-94 codes.

## 2.2. Modeling of concrete materials in tension

When tensile stress exceeds a limiting value a crack is assumed to form in the plane perpendicular to the direction of that stress and concrete behaves no longer isotropic, and therefore, the normal stiffness is reduced through tension-stiffening concept. Once concrete has cracked, fixed smeared cracking model is used in the current study to model the crack. The gradual release of tensile stresses normal to the cracked plane is represented by bilinear average stress-strain curves to simulate the tension stiffening behavior (Fig. 2).

The shear stiffness is also reduced when cracking occurs because it retains the two major mechanisms by which shear is transferred across the crack (the aggregate interlock of the rough crack surfaces and dowel action of the reinforcing bars crossing the crack planes). A bilinear shear retention model is used as shown in Fig. 3.

The material parameters used in the analysis are as follow:

Tension stiffening:  $\alpha_1 = 5$ ,  $\alpha_2 = 0.6$  ; Shear retention:  $\gamma_1 = 10$ ,  $\gamma_2 = 0.5$ ,  $\gamma_3 = 0.04$  ; Besides, at onset of cracking Poisson's ratio ( $\nu_c$ ) is set to zero.

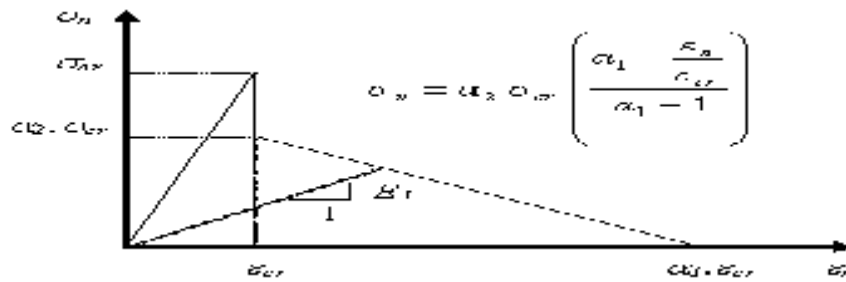


Fig. 2: Bilinear average tensile stress-strain of concrete

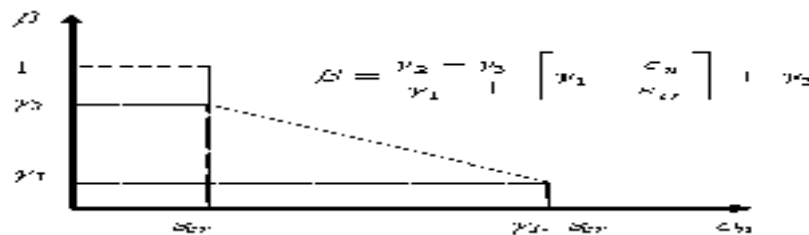


Fig. 3: Bilinear shear retention model

### 2.3. Material modeling of reinforcement

In contrast to concrete, the material modeling of steel is rather simple. Frequently, the steel is modeled using linear elastic-full plastic model, as shown in Fig. 4.

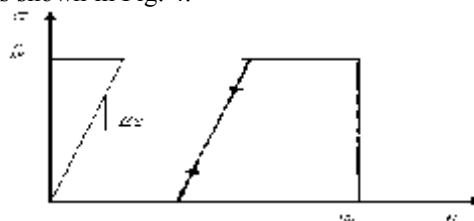


Fig. 4: Modeling of steel reinforcing bars

### 2.4 Finite element idealization

The concrete is represented by using 8-noded brick element. The reinforcing bars are modeled as one dimensional element subjected to axial force only. The non-linear equations of equilibrium have been solved using the incremental-iterative technique based on the modified Newton-Raphson method. The convergence of the solution was controlled by a load convergence criterion.

## 3. STATEMENT OF THE RELIABILITY PROBLEM

### 3.1 The performance function

The performance function, also known as the limit state, separates the data space into two regions: the safe and failure region. The probability of failure is linked to the minimum distance separating the actual design realization from the most probable failure point laying on the limit surface, also called the design point. In the reliability problem failure is assumed to occur when the displacement of a given node of the structure is bigger than a prescribed limit. Thus, the failure function can be written as

$$g(\mathbf{x}, \mathbf{u}) = u_{max} - u_j(\mathbf{x}) \quad (13)$$

Where  $u_j$  is the displacement in a given node  $u_{max}$  is the maximum allowable displacement for this node and  $\mathbf{x}$  is the vector of probabilistic variables. From equation (13) it can be seen that failure occurs when  $g < 0$ , that is, when the displacement is bigger than the allowable displacement.

Generally, in the nonlinear analysis of concrete structures, the evaluation of the actual exact displacement  $u_j(\mathbf{x})$  in terms of different input parameters of the structure is very complex and impossible in most cases. However, there are several methods that can be used to approximate the performance function. One of these techniques is the response surface method (RSM) Soares, R., Mohamed, A., Venturini, W, Lemaire, M. 2002 and Kaymaz I., McMahon C. A 2005).

### 3.2 Response surface method (RSM)

The RSM yields a simplified explicit mathematical representation of the more exact limit state and enables the evaluation of the limit state directly in terms of the random variables process inputs. In particular, it enables the considerable reduction of the computational cost by the avoidance of systematic calls for finite element computations which are typically necessary within the context of complete approaches.

In full mechanical reliability coupling methods, it is necessary for the iterative evaluation of the performance function associated with any fresh set of parameters as well as the gradients by common finite differences schemes. Conversely, the RSM approximate method enables a more efficient call for the finite element code in order to gain maximal information with minimal increase in computational cost.

In the present study the pre-described finite element program is coupled with response-surface-program which is based on two main parts. The first part is the sampling method where the Monte Carlo simulation with Latin Hypercube Sampling technique is used, noting that the number of simulations adopted were 30. After all samples (points) are calculated by the finite element method, the second part aims at applying a regression technique to the obtained response surface in order to derive a second-order polynomial function, i.e the function  $u_j(\mathbf{x})$  to be used in performance function  $g(\mathbf{x}, u)$

### 3.3 Low bound reliability index

The equation (13) requires that the maximum displacement at collapse of the structure to be known. From the computational point of view, collapse of the structure happens when the tangent stiffness matrix becomes singular and thus any small load increment leads to very big displacements and sometimes displacements go to infinity. In such case where the displacement would be very big, the reliability computations will face a serious convergence difficulties since the FORM/SORM technics that derive the reliability index (or probability factor) would surely fail. So, the evaluation of the exact reliability index is quite complex since the maximum displacement of a collapsed structure is always very big or infinite. However, using an estimated maximum displacement that is a sufficiently big number in order to take the role of the limit that of the collapsed structure is considered as practical solution. This solution does not lead to problems to the reliability computation since in the real situations when the a slab has a displacement of 1m or 0.5m ( which are not big numbers), it is considered as failed slab even it is not collapsed.

Consequently, the reliability index for problems considering an estimated maximum displacement is considered as a conservative value or called lower bound to the reliability index when collapse is considered. Noting that, using the above solution means that the collapse has not yet occurred but the value of the estimated maximum displacement may reflect different limit such as service conditions of the allowable displacements. Here, the reliability index for collapse must always be bigger than (or at least equal to) the reliability index given for maximum estimated displacements (Haldar and Mahadevan, 2000.)

## 4. DESCRIPTION OF SELECTED EXPERIMENTAL SLABS

A simply supported square slabs were selected from an experimental test of reinforced concrete slabs made of HSC, to be used to validate the predicted analytical results and to be used for the reliability analysis. The selected experimental slab was one of eleven slabs carried out by Tmaszewicz 1993. The selected slab was named "ND65-1-1", it has span of 2500 mm, with thickness of 320mm. The concrete strength  $f_c'$  was 64.3MPa while the steel yielding stress  $f_y$  was 500 MPa. The steel ratio was 1.37 %

Additional information about material and geometric properties of these slabs are fully listed in Table 1.

The following material properties are assumed in the analysis:

$$E_s = 200.000\text{MPa}, E_c = 3320\sqrt{f_c'} + 6900, f_t = 0.33\sqrt{f_c'}, \text{ and } \nu_c = 0.24.$$

#### 4.1 Finite element mesh

The concrete is represented by using 8-noded brick element. The reinforcing bars are modeled as one dimensional element subjected to axial force only, and perfect bond is assumed to occur between the two materials,

By taking advantage of symmetry, a segment representing one quarter of the slabs has been considered in the finite element analysis, noting that the slab was modeled upside down and the loading is applied on the column as shown in Fig. 5.

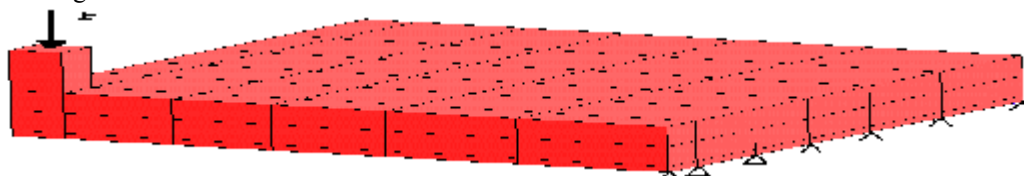


Fig. 5: Finite element mesh

#### 4. VALIDATION OF THE NLFEM PROGRAM

The results of the present nonlinear finite element analysis of the investigated slabs in terms of ultimate load are compared against the experimental measurements and listed in Table 1. Fig. 6 shows load-deflection curves of selected slabs of the present finite element analysis and experimental results. According to Fig 6 and Table 1, it can be observed that the present finite element model performs satisfactory and it predicts accurately the real behavior of slabs.

Table 1: Comparison of the predicted and experimental results

| Slab      | Experimental                |                                   | FE Analysis                 |                                   | FEA / Exp |           |
|-----------|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|-----------|-----------|
|           | Ultimate load<br>$P_u$ (KN) | Ultimate deflection<br>$D_u$ (mm) | Ultimate load<br>$P_u$ (KN) | Ultimate deflection<br>$D_u$ (mm) | $P_u/P_u$ | $D_u/D_u$ |
| ND65 -1-1 | 2050                        | 8.52                              | 1920                        | 8.57                              | 0.937     | 1.006     |

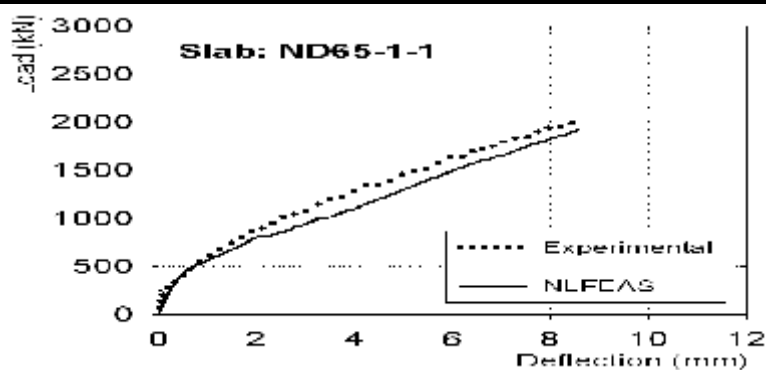


Fig. 6: Comparison of predicted and experimental load-deflection curves.

#### 5. RELIABILITY ANALYSIS RESULTS

Reliability analysis is performed by taking into account the effects of the most important material properties of the concrete slab: concrete strength ( $f_c$ ), steel yield stress ( $f_y$ ), reinforcement ratio ( $\rho$ ), applied load level ( $F$ ). The mean values of each parameter are:  $f_c(0.0643, 0.001)$  KN/mm<sup>2</sup>,  $f_y(0.5, 0.01)$  KN/mm<sup>2</sup>,  $\rho(1.37, 0.05)$ . While three values are assigned to the applied force ( $F$ ) in order to study its effect on reliability analysis and sensitivity analysis. Noting that the values of the force  $F$  are chosen to be close to the slab yielding load which is considered

as starting point of the slab failure stage. The values of F was 1400KN bearing in mind that the yielding loads of the slab (1/4 of the slab) expected by the finite element program was 1600KN.

Three cases of results are discussed, comparison of reliability methods, effect of the applied force level, sensitivity analysis. These cases are discussed below.

### 5.1 Case one: Comparison of reliability methods

The aim of this case is to compare different reliability methods which are, FORM, SORM and Monte Carlo methods. The polynomial expression of performance function evaluated from the response surfaces corresponding to this case was:

$$g(x) = u_{max} - (-95859.774 * f_c^2 + 31857.200 * f_c * f_y - 31.038 * f_c * F_0 + 5160.355 * f_c * \rho + 5.094 * f_c + 4837.251 * f_y^2 + 4.999 * f_y * F_0 - 1159.294 * f_y * \rho - 7075.011 * f_y + 0.000532 * F_0^2 - 0.96793 * F_0 * \rho + 0.39855 * F_0 - 34.623 * \rho^2 + 675.539 * \rho + 1256.872) \quad (14)$$

Where  $F_0$  is the force for  $\frac{1}{4}$  of the slab load: ( $F_0 = F/4$ ), and  $u_{max}$  is the estimated maximum displacement of the current slab. In order to study its effect of the reliability index  $\beta$  and probability failure  $pf$ ,  $u_{max}$  is considered in this case as a parametric study. According to Fig. 6, the corresponding displacement to  $F = 1400$ KN is about  $u = 5$ mm, thus a large range of  $u_{max} = [2 \text{ to } 8 \text{ mm}]$  was adopted to be studied. The Fig 7 and 8. Show variation of reliability index  $\beta$  and probability of failure in terms of the maximum displacement for different reliability methods, respectively.

Fig. 7 and 8 reveals that the different reliability methods have approximately the same results. Also, it is clear that as the value of  $u_{max}$  increases, the reliability index  $\beta$  increases and the probability of failure decreases. This is because the estimated maximum displacement controls the failure limit.

Another important result that can be abstracted according to the load-deflection curve is, when estimating the maximum displacement  $u_{max}$  to be equals to the ultimate value of displacement at the ultimate load capacity of the slab ( $u_{max} = 8$ mm), we can get a good estimation of  $\beta$  and  $pf$  using Fig. 7 and 8.

Therefore, the maximum displacement  $u_{max}$  can be estimated from the load-deflection curve from experimental test or even using nonlinear finite element analysis before starting reliability analysis. This estimation leads to accurate low bond reliability index.

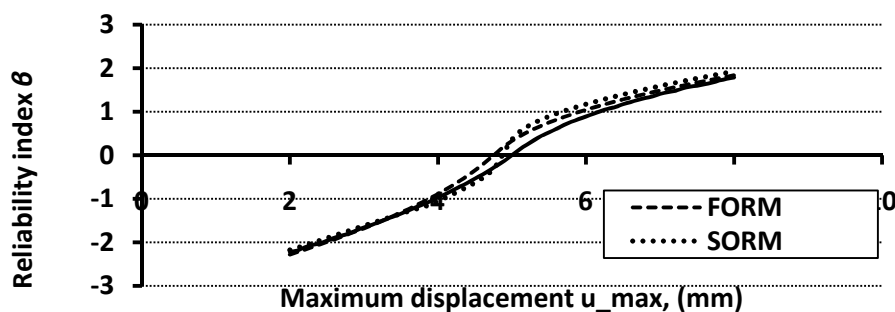


Fig.7 Reliability index  $\beta$  in terms of the maximum displacement  $u_{max}$

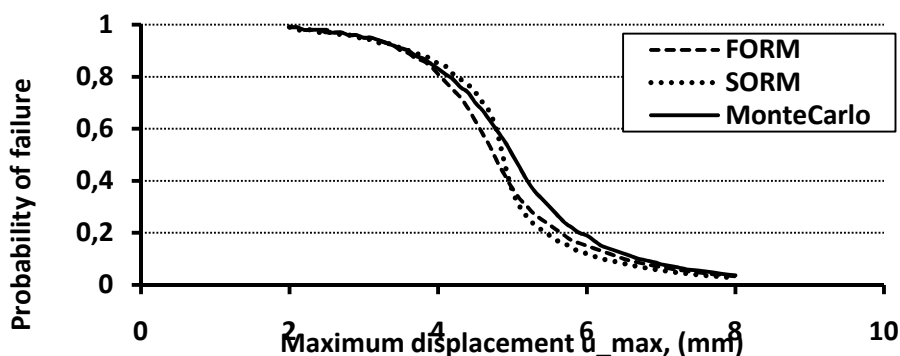


Fig. 8 Probability of failure  $p_{fin}$  in terms of the maximum displacement  $u_{max}$

5.2 Case Two: Sensitivity analysis

In this case a sensitivity analysis was carried out to study the effect of the input parameters to the nonlinear analysis of slabs. Three values of  $F$  are investigated in order to compare the variation of the sensitivity in terms of the level of  $F$ . The values of  $F$  are: 1400, 1450, 1500kN. The aim of this case is to study the variation of the sensitivity when the load approaches to the yield load of the studied slab. The results are presented in Fig 9 and 10

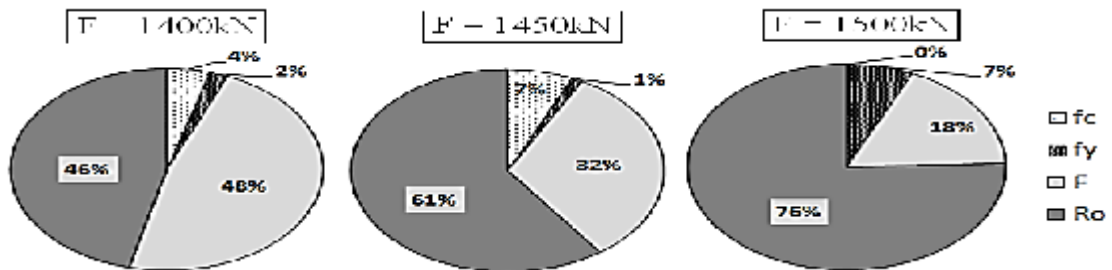


Fig 9. Sensitivity of parameters for different force level

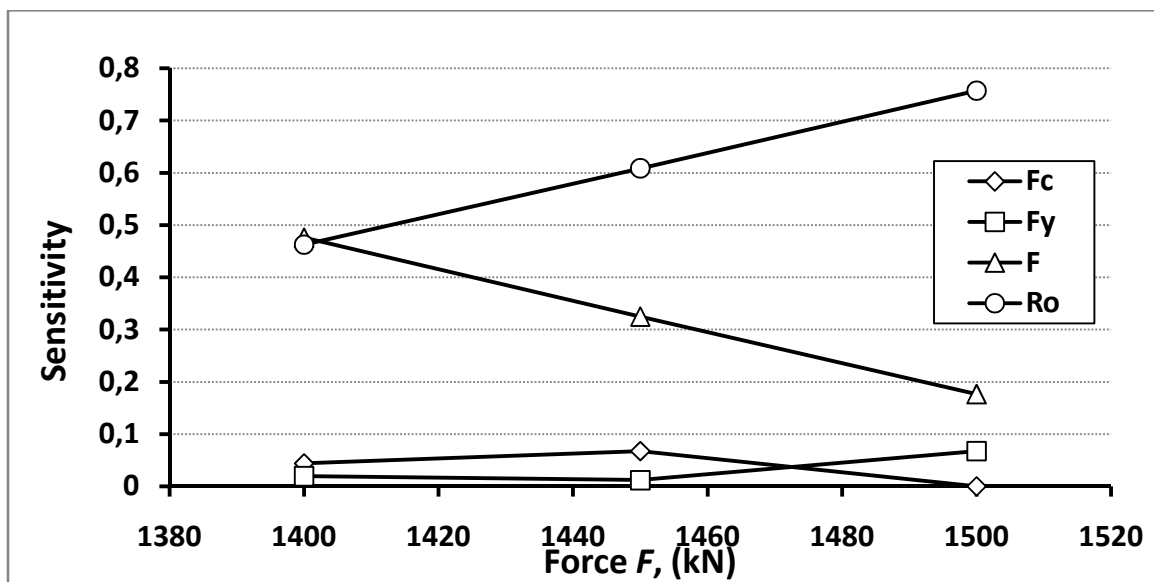


Fig 10. Variation of Sensitivity of parameters in terms of the force  $F$

From Fig.9, it can be observed that the most important parameter that affects the slab behavior is the reinforcement ratio and this is true since the strength of such thin structures is dependent strongly on the quantity of reinforcement. Also, the applied force has significant effect on the slabs behavior, while both concrete strength  $f_c$  and steel yielding  $f_y$  have smaller impact compared with the other parameters.

Fig. 9 and 10 shows that the sensibility of input variables varies depending on the load level. It can be noted that as the applied force converges to the yielding load ( $F=1600kN$  as expected by Finite element analysis); the sensibility of reinforcement ration increases where at  $F= 1400kN$ , the sensitivity of  $\rho$  was 46% while at  $F= 1500kN$  the sensitivity of  $\rho$  was 76%. This variation in sensitivity may be because that at slab yielding stage the effect of reinforcement ration has a significant effect on the displacement of slab since at that stage when steel yields; the displacement becomes large.

On the other hand, the variation in sensitivity in concrete strength, steel yield stress due to load variation is almost smaller than that of reinforcement ration and they are not affected by load level variation.

6. CONCLUSION



This work presents a reliability analysis of reinforced concrete slab made of HSC. The response surface method has been used and an explicit second order polynomial performance function has been evaluator. The random input parameters are: concrete strength, steel yield stress, reinforcement ratio, and the applied load. The failure is assumed to occur when the displacements are bigger than prescribed limit. Two cases of analysis were carried out: reliability analysis using FORM, SORM and Monte Carlo simulation in terms of maximum displacement, and sensitivity analysis in terms of load level.

It can be concluded that the maximum displacement  $u_{max}$  can be estimated from the load-deflection curve from experimental test or even using nonlinear finite element analysis before starting reliability analysis. This estimation leads to accurate low bond reliability index.

However, as the value of the estimated maximum displacement increases, the reliability index  $\beta$  increases and the probability of failure decreases. This is because the estimated maximum displacement controls the failure limit.

From the sensitivity analysis, it was found that the most important parameter that affects the slab behavior is the reinforcement ratio and this is true since the strength of such thin structures is dependent strongly on the quantity of reinforcement. Also, the applied force has significant effect on the slabs behavior, while both concrete strength  $f_c$  and steel yielding  $f_y$  have smaller impact compared with the other parameters.

It was found also that the sensibility of input variables varies depending on the load level but with different degrees. It was noticed that as the applied force converges to the yielding load (as expected by Finite element analysis); the sensibility of reinforcement ration increases. This variation in sensitivity may be because that at slab yielding stage the effect of reinforcement ration has a significant effect on the displacement of slab since at that stage when steel yields; the displacement becomes large.

On the other hand, the variation in sensitivity in concrete strength, steel yield stress due to load variation is almost smaller than that of reinforcement ration and they are not affected by load level variation.

## References

- [1] Ahmad A.F, Abdoreza S.M, Saeed M., "Reliability Index For Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Pushover And Dynamic Analysis", International Journal of Advanced Structural Engineering, Vol. 1, No. 2, Pages 135-151, December 2009
- [2] Al-Shaarbaf, I., "Three-Dimensional Non-Linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams in Torsion", PhD Thesis, University of Bradford, 1990.
- [3] André J.T. and Roberto D.M., "Reliability Analysis Of Nonlinear Reinforced Concrete Beams", Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Computational Mechanics Vol XXIX, pp. 6847-6863, Nov. 2010
- [4] Biondini F., et al., "Reliability of material and geometrically non-linear reinforced and prestressed concrete structures", Computers and Structures, Vol(82),1021–1031, 2004.
- [5] Cervera, M., and Hinton, E., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Plates and Shells Using a Three Dimensional Modeling of Reinforced Concrete Structures," Pineridge Press, Swansea, UK, V. No. pp. 327-370, 1986
- [6] Deaton, J.B., "A Finite Element Approach to Reinforced Concrete Slab Design", MSc Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 170, 2005.
- [7] El Ghoulbzouri A., Khamlichi A., Bezzazi M., and López A. F., "Seismic performance reliability analysis for reinforced concrete buildings", Journal of Civil Engineering and Construction Technology Vol. 2(3), pp. 45-53, 2011
- [8] Fields, K. and Bischoff, P., "Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members", ACI Struct. J., 101(4), 447-456, 2004.

- [9] Figueiras, J. A. and Owen, R. J. , "Nonlinear analysis of reinforced concrete shell structures", Proceedings of the International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Yugoslavia, 1984.
- [10] Haldar A. and Mahadevan S. Reliability Assessment Using Stochastic Finite Element Analysis. John Wiley & Sons, New York, 2000.
- [11] Hong S. L., Zhen Z. L. and Hong W. Q., "A new high-order response surface method for structural reliability analysis", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 34, No. 6, 2010.
- [12] Hussein, A., and Marzouk, H., "Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Stresses," ACI Materials Journal, V. 97, No. 1, January-February 2000, pp. 27-36
- [13] Kaymaz I., McMahon C. A., A response surface method based on weighted regression for structural reliability analysis, Probabilistic Engineering Mechanics 2005, 20: 11-17.
- [14] Kwak, H. G., and Filippou, F. C., "Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads," Structure engineering mechanics and materials; Report no USB/SEMM-90/14, Berkely, Department of Civil Engineering, University of California, November 1990, 120.
- [15] M. M. Smadi and K. A. Belakhdar, "Development of Finite Element Code for Analysis of Reinforced Concrete Slabs", Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 1, No. 2, 2007
- [16] M. M. Smadi and K. A. Belakhdar, "Nonlinear finite element analysis of high strength concrete slabs", Computers and Concrete, Vol. 4, No. 3, pp 187-206, 2007
- [17] Marzouk, H. ,Chen, Z. "Finite Element Analysis of High Strength Concrete Slabs," ACI Structural Journal, V. 90, No. 5, September-October 1993, pp. 505-513.
- [18] Naji, J. H., "Non-linear finite element analysis of reinforced concrete panels and infilled frames under monotonic and cyclic loading", PhD Thesis, University of Bradford.1989.
- [19] Salim, W. and Sebastian, W. , "Plasticity model for predicting punching shear strengths of reinforced concrete slabs", ACI Struc. J., 99(6), 827-835, 2002.
- [20] Soares, R., Mohamed, A., Venturini, W. et Lemaire, M., "Reliability analysis of nonlinear reinforced concrete frames using the response surface method". Reliability Engineering and System Safety, 75:1-16, 2002.
- [21] Stefanou G. and Papadrakakis M., "Stochastic finite element analysis of shells with combined random material and geometric properties". Computational Methods and Applied Mechanics Engineering, 2007.193, pp,139-160.
- [22] Thabet, A. and Haldane, D., "Three-dimensional simulation of nonlinear response of reinforced concrete members subjected to impact loading", ACI Struct. J., 97(5), 698-702, 2000.
- [23] Tomaszewicz, A. "High-strength Concrete SP2 -, " Plates and Shells. Report 2.3, Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs, Report No. STF70A93082 SINTEF, Trondheim, 1993, 36.
- [24] Vainiunas, P., Popovas, V. and Vilnius, A. J. , "Nonlinear FEA of RC floor slab-to-column joint connection", Theoretical Foundations of Civil engineering-XII, Ed. by W. Szczesninak, OW PW, Warsaw, 12, 2004.
- [25] Vecchio, F., Collins, M. and Aspiotis, J., "High Strength Concrete Elements Subjected to Shear", ACI Structural Journal, 91 (4): 423-433, 1994.



## INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU SUR LA DURABILITE DU BETON PAR MESURE DE LA PERMEABILITE A L'OXYGENE

F. BERKANI<sup>1</sup>, A. BELAKROUF<sup>2</sup>

<sup>1</sup>UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, fa\_berkani@yahoo.fr

<sup>2</sup>UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, belakroufa@yahoo.fr

Thème N° 9: Matériaux innovant pour la construction en zone sismique.

### Résumé

*Les ouvrages en béton armé sont exploités dans des environnements de degrés d'agressivité différents. La durabilité de ces ouvrages dépend de la nature du ciment, des composants granulaires, de la formulation du béton et de la qualité de la mise en œuvre. L'analyse des indicateurs de durabilité permet de concevoir des structures avec des meilleures performances de durabilité pour les nouvelles structures en tenant compte de l'agressivité du milieu environnant dans lequel l'ouvrage est exploité. Pour les structures existantes les indicateurs de durabilité permettent d'évaluer l'état de dégradation d'une structure, ce qui permet de prendre les décisions conséquences. Notre recherche consiste à valoriser les ciments locaux utilisés dans la construction, et étudier l'influence du rapport eau sur le ciment sur quelques indicateurs de durabilité comme la perméabilité à l'oxygène. Pour cette raison nous avons utilisé deux ciments CPJ42,5 (Chlef et M'Sila), un super plastifiant (produit de Granitex) a été introduit pour avoir l'influence des adjuvants sur les indicateurs de durabilité. Les résultats confirment que les bétons avec un rapport E/C réduit avec un ajout d'un super plastifiant sont d'une imperméabilité élevée à l'oxygène.*

**Mots-Clés :** durabilité, perméabilité à l'oxygène, béton.

### 1. INTRODUCTION

Connu depuis l'antiquité romaine, le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. D'abord employé en complément ou en substitution de la pierre, le matériau a connu un réel essor dans son association avec l'acier dans le béton armé. La complémentarité, à la fois mécanique et chimique, entre ces deux matériaux, a permis de construire de façon économique et fiable les ouvrages nécessaires à toutes les activités humaines [1].

La dégradation du béton provient le plus souvent de son attaque par les agents acides ou salins contenus dans l'eau avec laquelle il est en contact. Elle peut provenir aussi de la corrosion des armatures dans le cas de béton armé. Si le béton n'assure pas une barrière protectrice efficace entre ces armatures et l'ambiance extérieure, l'oxydation provoquera le gonflement des armatures, ce gonflement est alors la cause de l'éclatement du béton censé protéger le ferrailage [2].

### 2. METHODOLOGIE EXPERIMENTALE

Le modèle que nous proposons ici (figure 01 et 02) est réalisé au laboratoire de la faculté de génie civil de l'université de Bab Ezzouar. La perméabilité aux gaz d'une éprouvette de béton dépend de la structure poreuse du matériau et également de l'état hydrique de l'éprouvette. La perméabilité augmente quand le taux moyen de saturation en eau de l'éprouvette diminue. Pour déterminer la perméabilité d'un béton, il est donc nécessaire de sécher au moins partiellement l'éprouvette destinée à la mesure afin que le gaz puisse traverser cette dernière. Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de préconditionner les éprouvettes de la façon suivante: saturation en eau à une température de 20°C et séchage en étuve ventilée à  $T=105\pm 5^\circ\text{C}$  jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire lorsque deux pesées espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05%. Il est souhaitable de procéder à la mesure sur trois échantillons pour caractériser un béton. Et pour chaque échantillon, il convient de faire l'essai à trois pressions: 2,3 et 4 bars absolus. Les résultats des mesures de perméabilité ( $K_a$ ) sont alors exprimés en fonction du taux de saturation moyen (s) de l'éprouvette correspondant à chaque étape du préconditionnement. Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de réaliser l'essai à une pression d'entrée  $P=0,2$  MPa. Toutefois, si l'on souhaite déterminer la perméabilité intrinsèque du matériau, c'est-à-dire une perméabilité qui soit indépendante de la pression de gaz, il est nécessaire de réaliser des mesures à trois ou quatre pressions différentes. L'appareil «CEMBUREAU»

permet de réaliser des essais à des pressions d'entrée comprises entre 0,2 et 0,6 MPa [6]. Le calcul de la perméabilité intrinsèque s'effectue en appliquant par exemple la méthode de Klinkenberg.

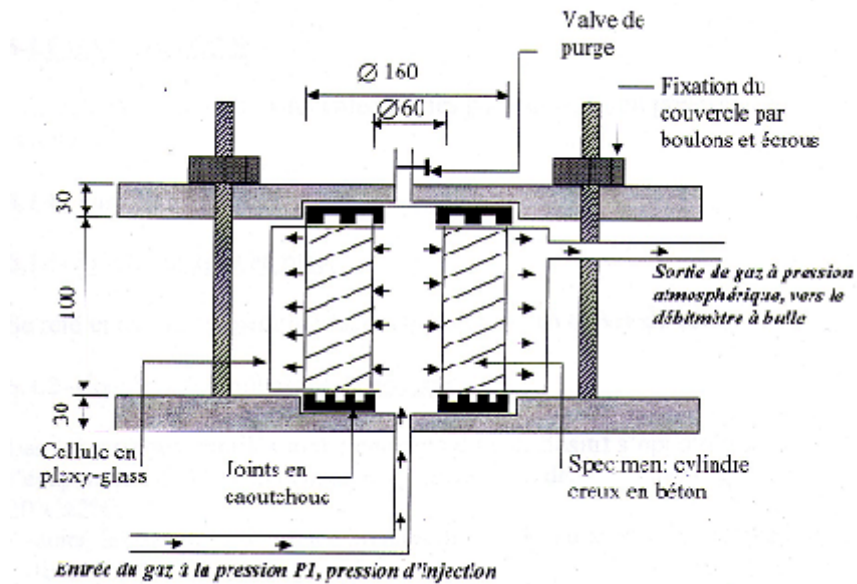


Figure 1. Schéma de la cellule du perméamètre, vue en coupe



Figure 2. Essai de perméabilité à l'oxygène

### 3. CARACTERISATION DES MATERIAUX

Dans cette partie, une description détaillée des matériaux utilisés est exposée. Les matières premières employées sont d'origine locale.

#### 3.1. Ciment

### 3.1.1. Ciment ECDE de Chlef :

le ciment CPJ-CEM II/A 42,5 est un ciment Portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker et d'ajouts. Ce ciment répond aux exigences de la norme NA 442-2000. Il est constitué de :

-80 à 94% de clinker Portland.

-6 à 20% maximum d'ajouts (calcaire pur).

-Constituants secondaires (0 à 5% sulfate de calcium comme régulateur de prise).

#### Caractéristiques chimiques

| Norme NA 442                | Ciment ECDE        |
|-----------------------------|--------------------|
| Sulfates $SO_3 \leq 3.5\%$  | $SO_3 \leq 2.00\%$ |
| Chlorures $Cl^- \leq 0.1\%$ | $Cl^- \leq 0.08\%$ |

### 3.1.2. Ciment Matine de M'Sila :

Le ciment CPJ-CEM II/A 42,5 est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, il est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (Ca O) à fonction basique, la silice (Si O<sub>2</sub>) à caractère acide, l'alumine (Al<sub>2</sub> O) et le fer (Fe<sub>2</sub> O).

#### Caractéristiques chimiques

|  |           |
|--|-----------|
| Perte au feu (%), (NA 5042) :              | 5.50-9.50 |
| Résidus insolubles (%), (NA 5042) :        | 0.7-1.5   |
| Teneur en sulfates $SO_3$ (%), (NA 5042) : | 1.8-2.5   |
| Teneur en oxyde de magnésium Mg O (%):     | 1.5-4.00  |
| Teneur en chlorures (%), (NA 5042) :       | 0.01-0.03 |
| Teneur équivalent en alcalis (%):          | 0.4-0.5   |

### 3.2.Adjuvant (super plastifiant)

L'adjuvant qu'on a testé est MEDAPLAST SP 40 qui présente un effet réducteur d'eau assez élevé et ses caractéristiques sont :

- Aspect : liquide
- Couleur : marron
- PH : 8,2
- Densité : 1,20±0,01
- Teneur en chlore : < 1 g/L
- Extrait sec : 40%
- Plage du dosage recommandé : 0,6% à 2,5% du poids de ciment.

### 3.3.Leau

Nous avons utilisé dans nos travaux de recherche l'eau de robinet de l'université USTHB de Bab Ezzouar. Il en résulte par l'analyse chimique l'inexistence des matières en suspension ainsi qu'une quantité infime des sels dissous (0,01 g/l).

### 3.4.Granulats

#### 3.4.1.Le sable

Le sable utilisé est un sable concassé provenant de la carrière de Bouzegza (wilaya de Boumerdès).

Les propriétés physico-chimiques sont :

- La masse volumique apparente : 1,51 kg/l ;
- La masse volumique absolue : 2,70 kg/l ;
- Propreté : Equivalent de sable visuel : ESV= 91%  
Equivalent de sable pondéral : ESP = 89%

#### 3.4.2.Les graviers

Les graviers utilisés de classe 8/15 et 15/25 proviennent de la carrière Bouzegza. Ce sont des graviers concassés d'origine silico-calcaire, dont les caractéristiques physico-chimiques sont :

- Masse volumique apparente : gravier 8/15 = 1,44 g/cm<sup>3</sup> ;

- Masse volumique absolue : gravier 15/25 = 1,39 g/cm<sup>3</sup> ;  
 : gravier 8/15 = 2,71 g/cm<sup>3</sup> ;  
 gravier 15/25 = 2,69 g/cm<sup>3</sup> .

**3.5. Formulation de la composition de béton**

La composition de béton adoptée est la suivante :

- Sable = 816 Kg/m<sup>3</sup> ;
- Gravier 8/15 = 600 Kg/m<sup>3</sup> ;
- Gravier 15/25 = 439 Kg/m<sup>3</sup> ;
- Ciment = 400 Kg/m<sup>3</sup> ;
- Eau = 184 Kg/m<sup>3</sup> .

Les éprouvettes confectionnées sont conservées dans le laboratoire pendant 24 heures à l'air libre puis immergées dans l'eau à 20 ± 2 °C jusqu'à la date de l'essai.

**Tableau 1.** Composition finale du béton pour E/C=0,46

| Composants                    | Liant | Sable | Gravier |       | Eau | Mv théorique |
|-------------------------------|-------|-------|---------|-------|-----|--------------|
|                               |       |       | 8/15    | 15/25 |     |              |
| Quantité en Kg/m <sup>3</sup> | 400   | 816   | 600     | 439   | 184 | 2439         |

**Tableau 2.** Composition finale du béton pour E/C=0,65

| Composants                    | Liant | Sable | Gravier |       | Eau | Mv théorique |
|-------------------------------|-------|-------|---------|-------|-----|--------------|
|                               |       |       | 8/15    | 15/25 |     |              |
| Quantité en Kg/m <sup>3</sup> | 400   | 816   | 600     | 439   | 260 | 2515         |

**Tableau 3.** Composition finale du béton pour E/C=0,36

| Composants                    | Liant | Super-plastifiant | Sable | Gravier |       | Eau | Mv théorique |
|-------------------------------|-------|-------------------|-------|---------|-------|-----|--------------|
|                               |       |                   |       | 8/15    | 15/25 |     |              |
| Quantité en Kg/m <sup>3</sup> | 400   | 6                 | 816   | 600     | 439   | 144 | 2405         |

**4. RESULTATS D'ESSAIS**

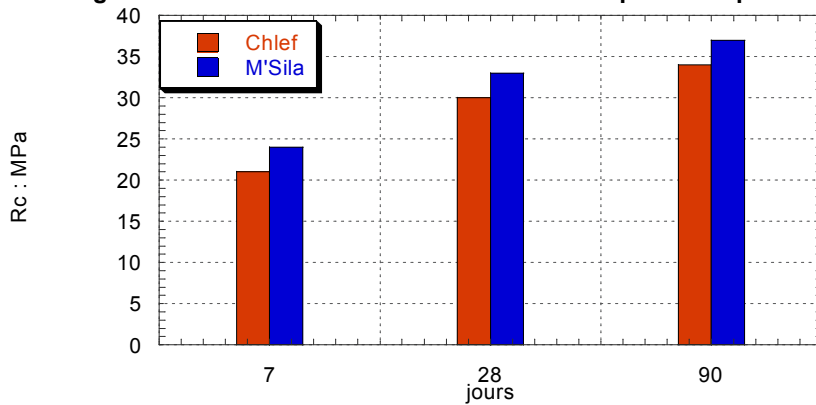
#### 4.1. Résistance à la compression

Les résultats des résistances mécaniques à la compression des différents types de béton sont récapitulés sur le tableau suivant :

**Tableau 4.** Résistance à la compression des bétons à différents âges

| E/C  | Béton à base du ciment Chlef (MPa) |     |     | Béton à base du ciment M'Sila (MPa) |     |     |
|------|------------------------------------|-----|-----|-------------------------------------|-----|-----|
|      | 7j                                 | 28j | 90j | 7j                                  | 28j | 90j |
| 0,46 | 21                                 | 30  | 34  | 24                                  | 33  | 37  |
| 0,65 | 14                                 | 20  | 23  | 13                                  | 18  | 22  |
| 0,36 | 28                                 | 35  | 39  | 31                                  | 39  | 43  |

**Figure 3.** Evolution de la résistance à la compression pour E/C=0.46



**Figure 4.** Evolution de la résistance à la compression pour E/C=0.65

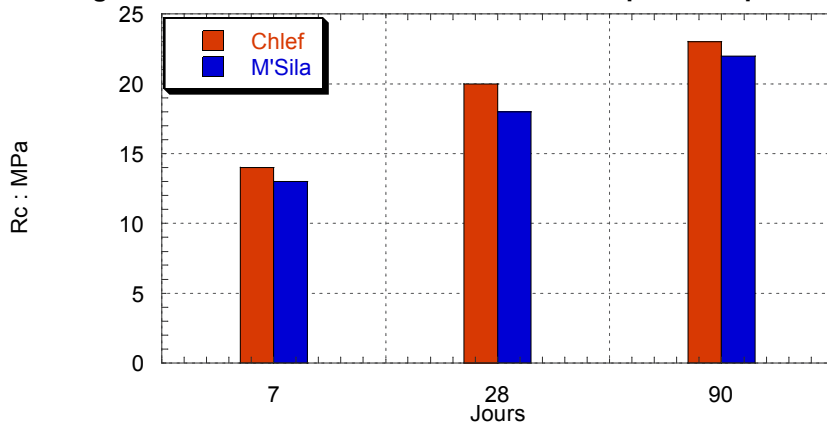
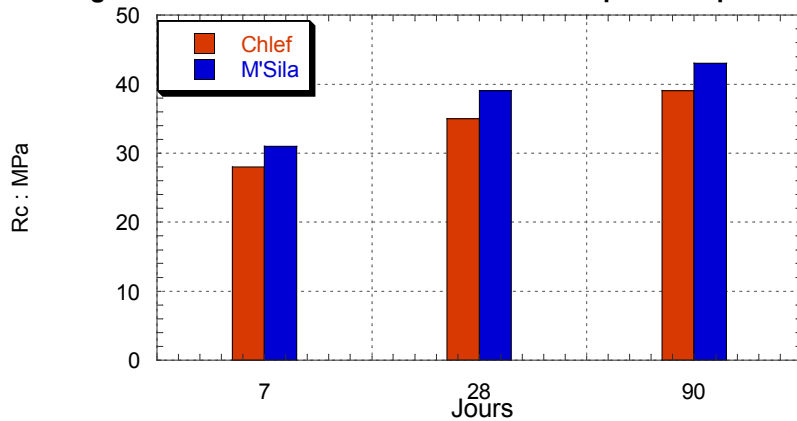




Figure 5. Evolution de la résistance à la compression pour E/C=0.36



#### 4.2. Perméabilité à l'oxygène

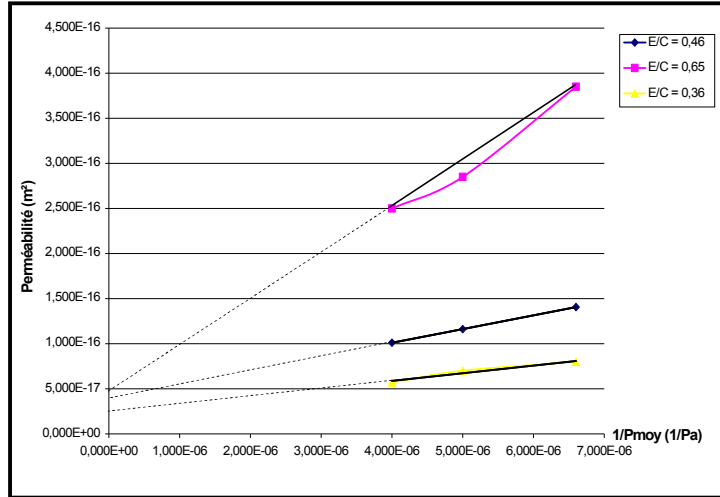
Les résultats de la perméabilité à l'oxygène des différents types de bétons avec différents rapports E/C et à 28 jours se présentent ainsi :

Tableau 5. Coefficients de perméabilité à l'oxygène ( $10^{-16} \text{ m}^2$ )

| Les Rapports E/C | Type de béton | Pression absolue P (bars) | Durée de conservation en jours |
|------------------|---------------|---------------------------|--------------------------------|
|                  |               |                           | 28                             |
| 0,46             | Ciment Chlef  | 2                         | 1,407                          |
|                  |               | 3                         | 1,162                          |
|                  |               | 4                         | 1,011                          |
|                  | Ciment M'Sila | 2                         | 1,504                          |
|                  |               | 3                         | 1,354                          |
|                  |               | 4                         | 1,125                          |
| 0,65             | Ciment Chlef  | 2                         | 3,873                          |
|                  |               | 3                         | 2,873                          |
|                  |               | 4                         | 2,480                          |
|                  | Ciment M'Sila | 2                         | 3,997                          |
|                  |               | 3                         | 2,915                          |
|                  |               | 4                         | 2,337                          |
| 0,36             | Ciment Chlef  | 2                         | 0,798                          |
|                  |               | 3                         | 0,701                          |
|                  |               | 4                         | 0,570                          |
|                  | Ciment M'Sila | 2                         | 1,104                          |
|                  |               | 3                         | 1,034                          |
|                  |               | 4                         | 0,999                          |

Détermination de la perméabilité intrinsèque par la méthode de Klinkenberg pour deux bétons différents après séchage à 105 °C

Figure 6. Béton à base du ciment Chlef (28 jours)

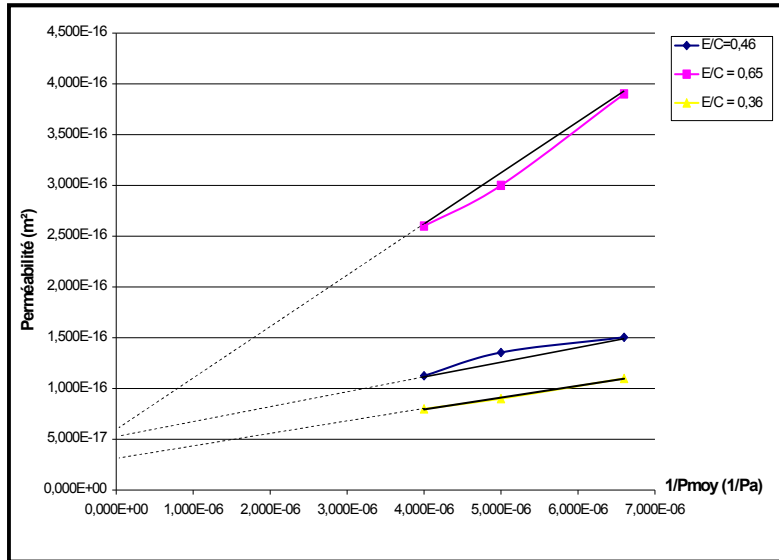


On a le tableau suivant

**Tableau 6.** Perméabilité intrinsèque ( $K_i$ ) et coefficient de Klinkenberg ( $\beta$ ) des différents rapports E/C

| E/C  | $K_i$ ( $m^2$ )       | $\beta$ (bars) |
|------|-----------------------|----------------|
| 0,46 | $3,75 \cdot 10^{-17}$ | 4,18           |
| 0,65 | $4,9 \cdot 10^{-17}$  | 10             |
| 0,36 | $2,5 \cdot 10^{-17}$  | 3,36           |

**Figure 7.** Béton à base du ciment M'Sila (28 jours)



On a le tableau suivant

**Tableau 7.** Perméabilité intrinsèque ( $K_i$ ) et coefficient de Klinkenberg ( $\beta$ ) des différents rapports E/C

| E/C  | $K_i$ (m <sup>2</sup> ) | $\beta$ (bars) |
|------|-------------------------|----------------|
| 0,46 | $5,2 \cdot 10^{-17}$    | 2,98           |
| 0,65 | $6,5 \cdot 10^{-17}$    | 7,41           |
| 0,36 | $3,8 \cdot 10^{-17}$    | 2,77           |

## 5.INTERPRETATIONS ET DISCUSSIONS

On remarque que l'augmentation de la résistance du béton avec E/C=0,36 est remarquable, suite à l'ajout du super-plastifiant qui densifie la matrice cimentaire et colmate les pores et les capillaires, ce qui a pour conséquence d'augmenter la résistance mécanique et d'améliorer la résistance face à l'agressivité du milieu.

La perméabilité à l'oxygène des bétons dont E/C=0,36 est bien plus faible que celle des bétons ordinaires, cela est dû à l'amélioration des caractéristiques microstructurales de la pâte de ciment par l'ajout du super plastifiant et à la consolidation de la zone de transition entre pâte et granulats. Nous remarquons que la perméabilité est fortement influencée par les paramètres de compositions des différents types de bétons selon le ciment utilisé avec différents rapports E/C.

La mesure de perméabilité à l'oxygène dépend de la pression d'essai et du taux de saturation de l'échantillon. Pour caractériser un matériau indépendamment du premier facteur, il est nécessaire d'utiliser une caractéristique appelée perméabilité intrinsèque. Cette grandeur correspond à l'ordonnée à l'origine de la courbe représentant la perméabilité en fonction de l'inverse de la pression d'essai. Pour s'affranchir du deuxième facteur, il faut évaluer cette caractéristique pour un matériau sec ce qui conduit à étudier la «perméabilité intrinsèque sèche» de chaque composition. La deuxième information que l'on peut tirer de l'approche choisie pour exploiter les résultats expérimentaux s'appelle le coefficient de Klinkenberg (noté  $\beta$ ) : il s'agit du rapport entre la pente des courbes représentatives et leur ordonnée à l'origine (perméabilité intrinsèque). Ce paramètre traduit la manière dont se produit l'écoulement gazeux à travers le matériau étudié [4].

En comparant série par série les deux types de bétons, on constate que la perméabilité à l'oxygène se révèle moins importante pour les bétons à base du ciment Chlef que pour les bétons à base du ciment M'Sila. La perméabilité intrinsèque à l'état sec est donc également moins importante pour les bétons à base du ciment Chlef que pour les bétons à base du ciment M'Sila alors que le coefficient de Klinkenberg est plus élevé pour les bétons à base du ciment Chlef.

En résumé, en considérant les erreurs de dispersion mesurées, la perméabilité à l'état sec des bétons à base du ciment Chlef de bâtiment peut donc être reconnue comme significativement inférieure à celle des bétons à base du ciment M'Sila alors que leur coefficient de Klinkenberg est supérieur. On peut raisonnablement supposer que la porométrie est différente, les bétons à base du ciment Chlef ayant des pores plus petits.

## 6.CONCLUSION

Notre étude a permis de vérifier si les différences de composition entre les deux types de bétons selon le ciment utilisé avec les différents rapports E/C avaient une influence majeure sur certaines propriétés de durabilité physico-chimique. A ce sujet, les bétons avec E/C=0,36 ont prouvé qu'ils possèdent des comportements différents à ceux des bétons avec E/C=0,65 et E/C=0,46 concernant les différentes propriétés de transfert étudiées. La perméabilité à l'oxygène des bétons avec E/C=0,36 s'est révélée largement inférieure à celle des bétons avec E/C=0,65 et E/C=0,46.

Les résultats tirés de nos essais expérimentaux montrent que les bétons avec E/C=0,36 ont des caractéristiques de durabilité améliorées à celles des bétons avec E/C=0,65 et E/C=0,46.

En général, il est préférable que le réseau de pores capillaires soit constitué de pores les plus petits possibles car le degré d'interconnexions y est plus faible. La perméabilité de la pâte s'en trouve alors considérablement diminuée car il ya très peu de chemins préférentiels pour le passage des liquides, des gaz ou des ions potentiellement agressifs [5].

## 7.REFERENCES

- [1] Emmanuel Roziere, «Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle », Thèse de doctorat 2007.
- [2] Rita de Cassia Silva, «Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé », Thèse de doctorat 2004.
- [3] Document de Véronique Baroghel-Bouny, Patrick Rougeau et François Cussich, «La durabilité des bétons. Approche performantielle de la durabilité des bétons », 2008.
- [4] Thomas de Larrard, «Variabilité des propriétés du béton: caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation», Thèse de doctorat de l'école normale supérieure de Cachan 2010.
- [5] Congrès international, «Réhabilitation des constructions et développement durable», 2005.
- [6] Méthode d'essai n° 58 caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons «Mesure de la perméabilité aux gaz des bétons durcis par un dispositif à charge constante (CEMBUREAU).
- [7] Algérie équipement «Revue technique de l'école nationale supérieure des travaux publics», 2010.

## INFLUENCE DES DOSAGES DE CIMENT ET DE FILLER SUR LA RESISTANCE MECANIQUE DES BAP DANS UN MILIEU AGRESSIF

Abdelouahed Assia<sup>1</sup>, Belachia Mouloud<sup>1</sup>, Sebbagh Toufik<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de géotechnique l'habitat et de l'urbanisme université de skikda , assiaabdelouahed@yahoo.fr)

<sup>2</sup> Laboratory of Electromechanical Systems, University of Badji Mokhtar, Annaba, Algeria,

### Thème N° x :9

#### Résumé

Les bétons autoplaçants « BAP » ont été développés à la fin des années 80. Afin de palier à la réduction de la qualité des constructions associée à une mauvaise mise en place du matériau.

Aujourd'hui, on observe de plus en plus de problèmes de dégradation prématurée sur les structures en béton en contact avec des agents agressifs comme l'eau de mer ou des sels fondants pour cette raison plusieurs travaux de recherche ont porté sur la durabilité des nouveaux bétons « BAP ».

L'objectif de ce travail est d'étudier le comportement de plusieurs formulations des BAP dans un milieu agressif "l'eau de mer".

Différentes formulations de BAP ont été étudiées caractérisées en termes de propriétés à l'état frais et à l'état durci. L'influence des paramètres suivants: E/L (eau/liant), F/L (filler/liant), type de liant, a été étudiée.

**Mots –Clés :** durabilité-béton autoplaçant- milieu agressif-résistance-comportement.

### 1. INTRODUCTION

Les bétons autoplaçants sont qualifiés à l'heure actuelle comme nouveaux bétons car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement. [05]

Les principaux constituants d'un BAP [04] sont:

- les granulats : la quantité de granulats est donc limitée ; en général le rapport granulat/sable exprimé en masse est de l'ordre de 1. e diamètre maximal des granulats est compris entre 10 et 20 mm
- les ciments : tous les types des ciments convient à la fabrication d'un BAP
- les fillers : un matériau très finement broyé (remplir les vides entre les granulats)

L'utilisation de fillers dans une formulation de béton génère une augmentation de sa résistance mécanique aux jeunes âges. Les particules fines du filler, favorisent l'hydratation du ciment, principalement par un effet physique, et conduisent à une matrice cimentaire dont la structure est plus dense [06]. Ces effets ont une influence sensible sur la résistance mécanique.

Le dosage plus ou moins important en adjuvants dans les formulations de BAP peut aussi voir une influence sur l'évolution de la résistance mécanique du béton. La durabilité d'un béton dépend largement de sa résistance à l'intrusion d'espèces potentiellement agressives. L'objectif de ce travail est de présenter l'effet des facteurs agissant sur la résistance à la compression des bétons autoplaçants dans un milieu marin[03].

### 2. MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentées ci-après.

## 2.1. Granulats

Les résultats des essais sur les granulats sont illustrés sur le tableau suivant :

**Tableau 1. Caractéristiques des granulats**

|                             | Gravillon5/15 | Sable |
|-----------------------------|---------------|-------|
| Densité                     | 2.66          | 2.54  |
| Masse volumique apparente   | 1.482         |       |
| Compacité                   | 0.557         | 0.530 |
| Résistance à l'usure        | 17            |       |
| Résistance au choc          | 24            |       |
| Coefficient d'aplatissement | 4.05          |       |
| propreté                    |               | 87    |

## 2.2. Le superplastifiant

Le superplastifiant utilisé un haut réducteur d'eau conforme à la norme EN934-2 est le MEDAFLOW 30 de Granitex, Alger.

## 2.3. Les fillers

Les fillers utilisés sont des fillers calcaire F20 de l'entreprise nationale des granulats, ENG à EL-Khroub, wilaya de Constantine, Algérie

## 2.4. Les ciments

Deux types de ciments ont été utilisés.

1- Un Ciment Portland Composé CPJ-CEM II/A de la classe 42,5 livré dans des sacs de 50 kg par la société des ciments de Hadjar-Soud /Skikda, Algérie est constitué de :

-75% à 85% de clinker portland.

-10% à 20% d'ajout.

-0 à 5 % de constituants secondaires

2- Un ciment CRS (CPA CEMI -42.5) résistant aux sulfates de la classe 42,5.

Le Ciment CRS (ciment résistant aux sulfates), livré dans des sacs de 50 kg par la société des ciments de M'sila est constitué de :

- 95% de clinker .

- 0 à 5 % de constituants secondaires.

- sulfate de calcium sous forme de gypse (rajouté en tant que régulateur de prise).

Caractéristique chimique des ciments

1-CPJ-CEM II/A

La teneur en sulfates (SO<sub>3</sub>) dans le ciment < 2.5%

La teneur en chlorures (Cl<sup>-</sup>) = 0,1%

2-CRS

-Teneur en sulfates SO<sub>3</sub> 1.80%

-Teneur en chlorure 0.01%

-Teneur en oxyde de magnésium Mgo 2.40%

### 3. COMPOSITION DES BETONS TESTES

La méthode japonaise de formulation nous permet de calculer le volume relatif de chaque constituant pour fabriquer un béton autoplaçant [04].

Différentes compositions ont été étudiées permettant d'évaluer l'influence des différents types des ciments et des différents rapports E/L et F/L. Des résultats concernant la formulation des dix bétons sont présentés dans les tableaux 2 et 3.

On note L la quantité de liant. On a  $L = F + C$  ; où F : est la quantité de filler et C: la quantité de ciment.

#### 3.1. A base d'un CPJ

Le tableau 2 présente les volumes des différents constituants en litre dans un mètre cube de béton à base de CPJ

**Tableau 2. Composition dans un mètre cube des bétons à base de CPJ**

|     | G (litre) | S (litre) | C+F+E+<br>SP (litre) | E/L<br>(litre) | F/L<br>(litre) | C (litre) | F (litre) | E (litre) | SP<br>(litre) |
|-----|-----------|-----------|----------------------|----------------|----------------|-----------|-----------|-----------|---------------|
| B01 | 740,81    | 712,72    | 420,9                | 0,36           | 0,30           | 414,03    | 177,03    | 212,76    | 9,60          |
| B02 | 740,81    | 712,72    | 420,9                | 0,36           | 0,35           | 383,31    | 206,32    | 218,18    | 9,30          |
| B03 | 740,81    | 712,72    | 420,9                | 0,36           | 0,4            | 353,02    | 235,21    | 211,68    | 8,94          |
| B04 | 740,81    | 712,72    | 420,9                | 0,40           | 0,35           | 364,43    | 195,84    | 224,06    | 8,80          |
| B05 | 740,81    | 712,72    | 420,9                | 0,32           | 0,35           | 406,286   | 218,36    | 199,21    | 9,81          |

#### 3.2. A base d'un CRS

Le tableau 3 présente les volumes des différents constituants en litre dans un mètre cube de béton à base de CRS.

**Tableau 3. Composition dans un mètre cube des bétons à base de CRS**

|      | G (litre) | S (litre) | C+F+E+<br>SP (litre) | E/L<br>(litre) | F/L<br>(litre) | C (litre) | F (litre) | E (litre) | SP<br>(litre) |
|------|-----------|-----------|----------------------|----------------|----------------|-----------|-----------|-----------|---------------|
| B01' | 740,81    | 712,72    | 420,90               | 0,36           | 0,30           | 414,03    | 177,03    | 212,76    | 9,60          |
| B02' | 740,81    | 712,72    | 420,90               | 0,36           | 0,35           | 383,31    | 206,32    | 218,18    | 9,30          |
| B03' | 740,81    | 712,72    | 420,90               | 0,36           | 0,40           | 353,02    | 235,21    | 211,68    | 8,94          |
| B04' | 740,81    | 712,72    | 420,90               | 0,40           | 0,35           | 364,43    | 195,84    | 224,06    | 8,80          |
| B05' | 740,81    | 712,72    | 420,90               | 0,32           | 0,35           | 406,28    | 218,36    | 199,21    | 9,81          |

### 4. ESSAIS REALISES

Les essais réalisés concernent les propriétés à l'état frais et à l'état durci.

#### 4.1. Le béton à l'état frais

L'étude de la formulation des bétons autoplaçants est basée sur des tests normalisés.

La particularité des BAP [04] réside dans leurs propriétés à l'état frais qui sont caractérisées par :

l'essai d'étalement : mobilité en milieu non confiné mesurée par le cône d'Abrams. La valeur de l'étalement des BAP correspond au diamètre moyen de la galette de béton ainsi obtenue, qui devrait être comprise entre 60 et 80 cm

l'essai de la boîte en L : L'objectif de cet essai est d'évaluer la capacité du béton à s'écouler dans une zone confinée [01].

l'essai de stabilité : résistance à la ségrégation et au ressuage. Cet essai consiste à évaluer le pourcentage en masse de laitance (noté P par la suite) d'un échantillon de béton ( $4,8 \pm 0,2$  kg) passant à travers un tamis de 5 mm.

$0\% < P_{\text{LAITANCE}} < 15\%$  : stabilité satisfaisante,

$15\% < P_{\text{LAITANCE}} < 30\%$  : stabilité critique.

$P_{\text{LAITANCE}} > 30\%$  : stabilité très mauvaise (béton inutilisable).

#### 4.2. Résistance mécanique

Les performances mécaniques des BAP conservés à l'eau de mer ont été mesurées à 28 et 90 j.

### 5. RESULTATS ET DISCUSSION

#### 5.1. Le béton à l'état frais

Les résultats des essais, réalisés sur des gâchés de 30L sont rassemblés dans Le tableau 4.

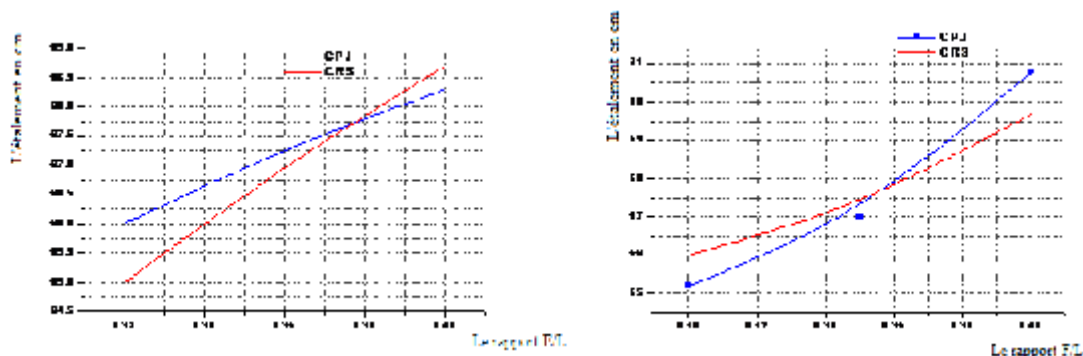
**Tableau 4 : Caractéristiques des différents BAP testés à l'état frais**

|      | E/L  | F/L  | Etalement en cm | Stabilité en % | L - box | densité |
|------|------|------|-----------------|----------------|---------|---------|
| B01  | 0,36 | 0,30 | 66              | 12,83          | 0,89    | 2,35    |
| B02  | 0,36 | 0,35 | 67,25           | 10,50          | 0,89    | 2,36    |
| B03  | 0,36 | 0,40 | 69,70           | 14,40          | 1       | 2,30    |
| B04  | 0,40 | 0,35 | 68,30           | 15,12          | 0,89    | 2,36    |
| B05  | 0,32 | 0,35 | 66              | 10,41          | 0,89    | 2,37    |
| B01' | 0,36 | 0,30 | 65,20           | 09,58          | 0,89    | 2,35    |
| B02' | 0,36 | 0,35 | 67              | 08,33          | 0,89    | 2,37    |
| B03' | 0,36 | 0,40 | 70,80           | 13,37          | 1       | 2,37    |
| B04' | 0,40 | 0,35 | 68,70           | 10,20          | 0,89    | 2,36    |
| B05' | 0,32 | 0,35 | 65              | 09,41          | 0,90    | 2,37    |

Dans nos essais les valeurs de l'essai d'étalement obtenues sont comprises entre 66 et 70,80 cm entre 60 et 80 cm. Le **B03'** et le **B03** possèdent des valeurs importantes dans l'étalement 70.80 et 69.70.



## Influence de rapport E/L et F/L sur la résistance mécanique des BAP



**Figure 1** : La variation de l'étalement en fonction des rapports E/L et F/L.

Les résultats issus des essais d'étalement montrent que le rapport E/L et l'étalement ont une relation proportionnelle, l'élévation dans le rapport E/L implique une augmentation dans l'étalement, le dosage en eau reste une grandeur nécessaire pour normaliser la fluidité d'un BAP.

Les résultats de variation de l'étalement en fonction du rapport F/L montrent l'augmentation du rapport F/L résulte dans une augmentation de l'étalement et cela pour les deux types de ciment, ce que signifie que le dosage en filler aussi est une grandeur importante pour normaliser la fluidité d'un BAP.

D'après les résultats trouvés dans notre travail, la résistance à la ségrégation varie entre 8.33% et 14.40%, la stabilité dite satisfaisante, d'après les recommandations de L'AFGC le BAP est de très bonne qualité, sauf pour le béton B04 dont la valeur de stabilité (15.12%) est critique.

A partir d'essai de caractérisation de la mobilité en milieu confiné réalisé sur les BAP testés, le taux de remplissage de la boîte en L trouvé est supérieur à 0.8, ce qui est conforme aux recommandations de l'AFGC.

### 5.2. Le béton à l'état durci

Résultats des essais de compression

L'essai a été réalisé selon la norme NF P 18-406, les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques (16\*32) cm fabriquées avec des moules d'acier.

Les premiers résultats concernant la résistance mécanique des BAP à 28 jours et à 90 jours après la conservation dans l'eau de mer à une température varie entre (8<sup>0</sup>c et 18<sup>0</sup>c) sont présentés dans le tableau 5

**Tableau 5** : Essai de la compression des éprouvettes conservée dans l'eau de mer.

|      | Résistance à 28 jours en MPa | Résistance à 90 jours en MPa |
|------|------------------------------|------------------------------|
| B01  | 32,17                        | 34,12                        |
| B02  | 34,60                        | 34,98                        |
| B03  | 35,98                        | 36,19                        |
| B04  | 32,21                        | 34,14                        |
| B05  | 34,90                        | 36,98                        |
| B01' | 35,93                        | 40,18                        |
| B02' | 36,36                        | 41,60                        |
| B03' | 37,91                        | 43,99                        |
| B04' | 37,12                        | 42,18                        |
| B05' | 39,97                        | 44,62                        |

Le tableau résume les résultats de la compression des éprouvettes réalisées, la valeur de la résistance est la moyenne de trois valeurs. La résistance des éprouvettes a abouti à une valeur max. 44.62 MPa et min. 32.17 MPa.

Les variations de la résistance à la compression à 28 et 90 jours en fonction des rapports E/L et F/L sont montrées dans les courbes présentées ultérieurement.

Des éprouvettes de B01, B01' et B02, B02' ont été exposées à l'air ambiant (sans conservation dans l'eau mer) sont considérés comme des éprouvettes de référence.

Le tableau 6 présente les résultats de l'essai de compression à 28 et 90 jours.

**Tableau 6 : Essai de la compression des éprouvettes conservée dans l'air libre**

|      | Résistance à 28 Jours en MPa | Résistance à 90 jours en MPa |
|------|------------------------------|------------------------------|
| B01  | 34.13                        | 37.90                        |
| B02  | 34.82                        | 38.10                        |
| B01' | 35.99                        | 39.81                        |
| B02' | 36.16                        | 40.12                        |

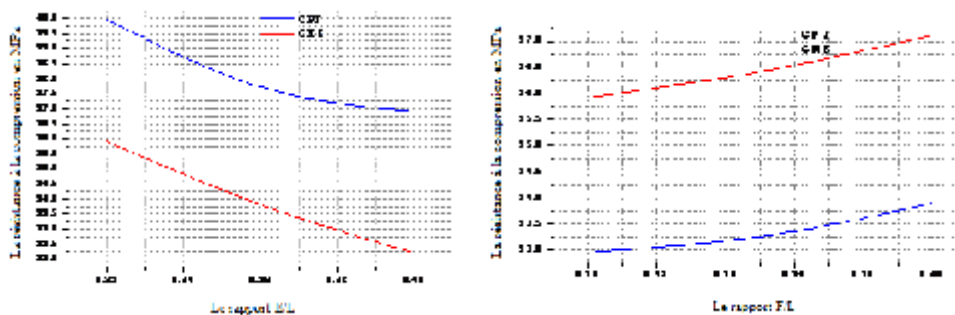
D'après les résultats des éprouvettes conservées à l'air libre on peut tirer quelques remarques :

Les BAP à base d'un CRS présentent toujours de bonnes résistances, même si la conservation est à l'air libre, le B01 à base d'un CPJ présente une résistance de 34.13 MPa devant le B01' qui présente une résistance de 35.99 MPa, de même avec le BAP02 part rapport le B02', une différence d'environ 2 MPa.

L'augmentation de la résistance de 28 à 90 jours est importante dans le BAP01 (à base d'un CPJ) conservé à l'air libre (4MPa) d'environ 10%, par rapport à celui conservé dans l'eau de mer (1.5MPa) d'environ 5%.

### 5.2.1. Influence de E/L et F/L sur la résistance à la compression des BAP à 28 jours

La figure 2 présente la variation des rapports E/L et F/L sur la résistance à la compression de BAP à 28 jours conservés à l'eau de mer.



**Figure 2** . La variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction des rapports E/L et F/L.

L'élévation dans le rapport de F/L s'accompagne toujours une élévation dans la résistance à 28 jours pour le BAP à base d'un CPJ et pour le BAP à base d'un CRS.

A partir des résultats trouvés, les bétons autoplaçants à base de CRS atteignent des résistances à 28 jours plus élevées que celles à base d'un CPJ

L'augmentation dans le rapport F/L agit sur la résistance en compression des bétons autoplaçants mais le type de ciment reste toujours essentiel pour la résistance à 28 jours.

### 5.2.2. Influence des rapports E/L et F/L de la résistance à la compression des BAP à 90 jours

La figure 3 présente la variation des rapports E/L et F/L sur la résistance à la compression de BAP à 90 jours conservés à l'eau de mer.

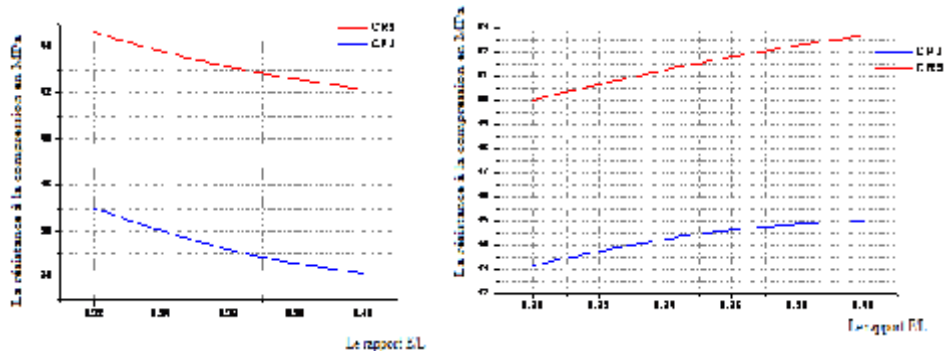


Figure 3. Variation de la résistance à 90 jours en fonction des rapports E/L et F/L.

De la même façon que pour les résultats à 28 jours, la diminution du rapport de E/L conduit toujours une augmentation dans la résistance à 90 jours pour les deux types de ciment CPJ et CRS.

A 90 jours l'influence du rapport F/L sur la résistance à la compression devient moins intéressante.

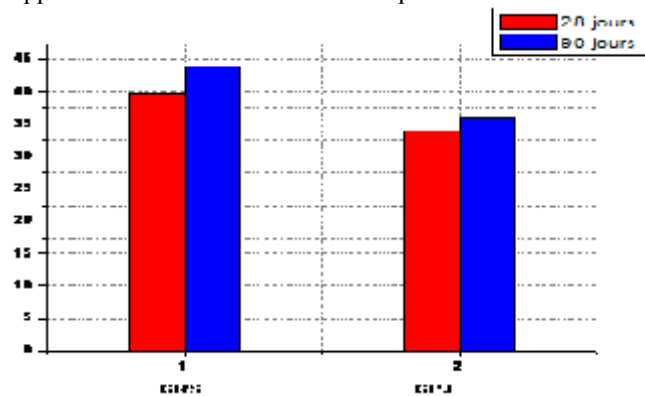


Figure 4. Comparaison entre la résistance d'un BAP à base d'un CPJ et un BAP a base de CRS à 28 et 90 jours.

La figure 4 montre que, le taux d'augmentation de la résistance à la compression de 28 à 90 jours est plus intéressant pour les bétons à base d'un CRS (de 10.57%) que les bétons à base de CPJ (de 5.62%).

## 6. DISCUSSION ET CONCLUSION

Les résultats montrent que les facteurs influençant la résistance des BAP sont multiples et chaque facteur peut augmenter ou diminuer la résistance d'une manière importante ou maigre.

Les résultats de l'étalement montre que les rapports E/L et F/L ont une influence sur la fluidité des bétons, l'eau est un paramètre essentiel pour normaliser la fluidité des BAP.

En analysant les résultats des résistances à la compression, il est possible de faire les constatations suivantes : L'utilisation d'un rapport élevé F/L génère une augmentation de la résistance à la compression des BAP à 28 jours à cause de la quantité élevée de filler.

Au delà de 28 jours, l'augmentation de la teneur en fillers calcaires n'affecte pas d'une manière importante la résistance à la compression des BAP. Le type de ciment reste le paramètre le plus essentiel pour protéger la résistance d'un BAP dans un milieu marin, car l'utilisation d'un CRS donne des bons résultats de résistance à partir de 28 jours à 90 jours.

Le taux d'augmentation de la résistance à la compression de 28 à 90 jours est plus intéressant pour les bétons à base d'un CRS que les bétons à base de CPJ.

L'utilisation d'un CRS donne des bonnes résistances aussi dans un milieu non marin (l'air libre).

Comme il est déjà bien connu, le rapport E/C est un paramètre essentiel pour la résistance en compression des BAP.

### **Bibliographie**

- [1] S. BETHMONT. ( 2005) Thèse de doctorat, mécanisme de ségrégation dans les bétons autoplaçants (BAP) Etude expérimentale des interactions granulaires. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Canada.
- [2] G. Ye et autre. (2007), Influence of limestone powder used as filler in SCC on hydratation and microstructure of cement pastes , Elsevier , Cement & Concrete Composite 29, 94-102.
- [3] S. ASSIÉ. (2004), Thèse de doctorat, *durabilité des bétons autoplaçants*, institut national des sciences appliquées de Toulouse, France.
- [4] Philippe Turcry ( 2004), Thèse de Doctorat, Retrait et Fissuration des Bétons Autoplaçants Influence de la Formulation , Ecole Centrale de Nantes, France.
- [5] La norme française *NF P 18-406 Essai pour béton durci –Résistance à la compression des éprouvettes.*
- [6] F. Burak et autre (2007), effect of water/cement ratio on the frech and hardened properties of self-compacting concrete, , Building and environment 42, 1795-1802.

## EFFET DES PARTICULES SEDIMENTABLES ENGENDREES PAR LA FABRICATION DU CIMENT SUR L'ENVIRONNEMENT

Henni-Chebra Khadidja, Bougara Abdelkader

Laboratoire de Géomatériaux, Faculté de Génie Civil et d'Architecture, Université Hassiba Benbouali de Chlef  
aekbougara@hotmail.com

Thème N 09 : Matériaux innovants pour la construction en zone sismique

### Résumé

L'industrie du ciment a évolué en fonction des innovations enregistrées dans différents domaines lui permettant d'intégrer des technologies modernes dans les différentes étapes de la fabrication, mais cela n'empêche pas la production d'engendrer des nuisances sur l'environnement telle que les émissions de poussières, responsables des maladies respiratoires et de dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>), gaz à effet de serre responsable du réchauffement climatique. La présente étude mène une campagne de surveillance des poussières au sein de la cimenterie ECDE de Chlef en utilisant la méthode des plaquettes métalliques. Des séries de prélèvements ont été effectuées pour mesurer de façon continue l'évolution de la quantité des particules sédimentables autour de la cimenterie et les résultats obtenus sont comparés avec ceux obtenus au moyen des opacimètres. Les niveaux d'empoussièrement affichés sont très élevés selon la norme AFNOR. On pense que le niveau d'empoussièrement enregistré ne provient pas seulement du processus, mais d'autres facteurs tels que l'effet de l'éloignement par rapport à la source émettrice et l'effet des vents dominants. Pour réduire les émissions de poussières, il est impératif d'imposer des mesures draconiennes telles que prévoir l'opération de concassage du gypse au niveau de la carrière, réorganiser la réception des ajouts et le transport et le protéger des vents dominants pour éviter l'envol des poussières.

**Mots -Clés:** fabrication du ciment, émissions, poussières, particules sédimentables, pollution, environnement.

### 1. INTRODUCTION

Le ciment dont le besoin augmente sans cesse, fait de sa fabrication une industrie qui occupe une place prépondérante dans les économies de toutes les nations, sa production est un indicateur économique lié d'une part au nombre d'habitants mais également au potentiel de croissance de chaque pays sur une période donnée [1]. L'évolution de sa production dans le monde progresse chaque année, celle-ci a atteint 2,77 milliard de tonnes en 2007, dans les 30 années à venir la consommation de ciment de certain pays en voie de développement devrait doubler [2]. En Algérie la production de ciment est une industrie de base, l'Etat a consenti de très importants investissements pour le développement de la filière mais en raison de la forte demande, accentuée par le programme de relance économique (autoroutes, un million de logements, autres équipements publics), l'offre reste insuffisante, et pour remédier à cela, l'industrie cimentière a décidé d'investir pour augmenter la capacité de production qui est de 11,6 millions de tonnes pour la porter à 17,6 millions de tonnes à l'horizon 2012 [3].

Cependant le processus de fabrication du ciment engendre des incidences environnementales comme les émissions de gaz (CO<sub>2</sub>, NO<sub>x</sub>, SO<sub>2</sub>) mais surtout les émissions de poussières à tous les niveaux de la production. Toutefois ce processus ne cesse d'être amélioré avec des technologies nouvelles afin de réduire ces impacts sur l'environnement. Les poussières des cimenteries algériennes constituent le polluant principal de l'air et contribuent aux maladies respiratoires des employés et des habitants aux alentours des cimenteries [4]. Afin d'étudier l'impact des poussières émises par les cimenteries sur l'environnement, deux études ont été réalisées. La première étude menée par l'université de Constantine sur la cimenterie de Ain Touta [5], a montré en utilisant les bacs de 0.0314 m<sup>2</sup> de surface que les échantillons de poussières prélevés proviennent des gaz dégagés de la cimenterie et elle a recommandé l'utilisation des dépoussiéreurs appropriés. La seconde étude, réalisée par l'Agence Internationale pour le Développement de la Qualité et de l'Environnement (AIDEQ) [6] sur la cimenterie de Chlef, a montré en utilisant l'analyseur neplélomètre, que les concentrations en PM 10 obtenues pour l'ensemble des points dépassent largement le seuil d'acceptabilité. Cette étude a suggéré la rénovation de tous les filtres par des filtres obéissant aux normes (15 mg/Nm<sup>3</sup>) et la surveillance en continu des émissions de poussières par des opacimètres et des jauges Owen.

L'objectif de cette communication est de mesurer le niveau d'empoussièrement engendré par le processus de fabrication du ciment au sein de la cimenterie en utilisant la méthode des plaquettes métalliques, et de faire ensuite une analyse des résultats obtenus en les comparant avec les résultats trouvés en utilisant d'autres méthodes expérimentales.

## 2. EXPERIMENTATION

Le niveau d'empoussièrement peut être mesuré par divers équipements, à savoir les jauges OWEN, les opacimètres, les analyseurs néphélomètres et les plaquettes métalliques. Dans cette étude, le niveau d'empoussièrement engendré par le processus de fabrication du ciment est mesuré en utilisant la méthode des plaquettes métalliques.

### 2.1. Présentation de la méthode

La méthode suivie est celle des plaquettes métalliques décrite par la norme NFX 43-007 [7]. Ces plaquettes en acier inoxydable enduites d'un fixateur hydrophobe sont des dispositifs destinés à recueillir les poussières présentes dans l'air ambiant. Le dépôt est ensuite prélevé et transféré sur un filtre pour la pesée et l'analyse en vue d'estimer l'importance des retombées atmosphériques.

### 2.2. Appareillage

Les plaquettes métalliques sont disposées horizontalement à 1,5 m du sol, de dimensions 5 x 10 mm fixées sur des supports de longueur 2 m avec un ancrage au sol de 40 cm et répondant à la norme AFNOR [7] (voir Figure 1).

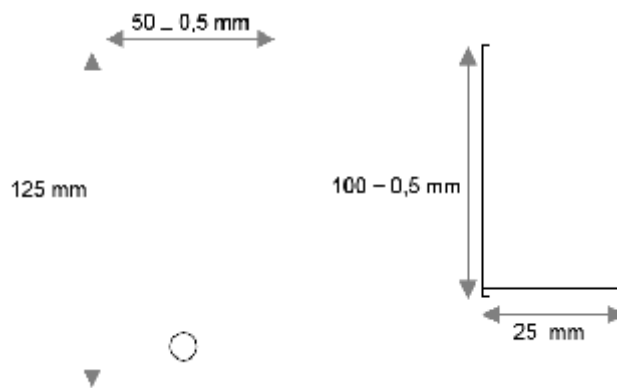


Figure 1. Dimensions plaquette en acier

Les particules qui se déposent sur la plaquette par gravitation sont retenues ou stabilisées par l'enduit qui recouvre la plaquette. L'enduit est défini par la norme AFNOR [7] comme un fixateur hydrophobe, ayant la propriété de fixer les poussières déposées (dans cette étude, c'est la vaseline).

### 2.3. Programme expérimental

Le réseau de surveillance est composé de sept stations pour prélèvement disposé de manière à balayer tout le champ de la cimenterie, à savoir l'atelier de broyage du cru (station 1), la zone d'expédition (station 2), la base de vie (station 3), la zone ciment (station 4), la zone de réception des ajouts (station 5), la zone de réception de la matière première (station 6) et enfin la trémie de dosage du cru (station 7). Le réseau de suivi a été mis en place à la mi-juillet période où l'envol des poussières étant logiquement facilité par temps sec. Un premier prélèvement a été programmé pour la quantification des poussières sédimentables avec un temps d'exposition de 21 jours. Vu le niveau d'empoussièrement très élevé de la majorité des stations, le temps d'exposition a été réduit à 14 jours pour une série de trois prélèvements comme indiquée par la norme AFNOR [7]. Le niveau d'empoussièrement étant toujours élevé, le temps d'exposition a été réduit encore une fois à 7 jours pour une série de trois prélèvements. Un dernier prélèvement a été effectué avec un temps d'exposition de 28 jours. On reportera dans cette communication les résultats seulement de la première série de prélèvement.

### 2.4. Effet des vents dominants

Le suivi de la direction et de la vitesse du vent permettent de mieux interpréter les résultats de l'analyse des échantillons. Ce paramètre doit donc être pris en considération dans l'évolution de l'empoussièrement pour

toutes les stations. Les vents dominants dans la région de Chlef sont en général de types Ouest Est/Sud Ouest et Nord Est. Pour la période de nos essais, les vents dominants sont déterminés à partir des données de la station météorologique de Chlef [8] et sont de Nord Nord Ouest, de Nord Est et d'Ouest Sud Ouest comme illustré par la rose des vents sur la figure 2.

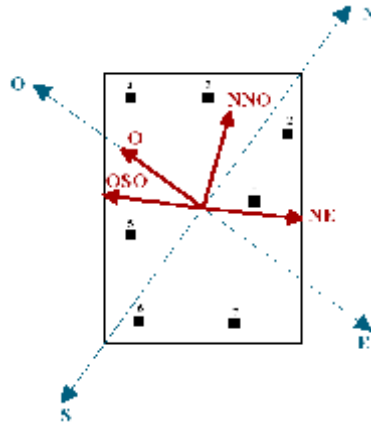


Figure 2. Rose des vents

## 2.5. Quantification des poussières

Après expiration du temps d'exposition, nous avons procédé au prélèvement des dépôts de poussière recueillis sur les plaquettes pour la pesée. Le poids des poussières de chaque prélèvement est déterminé comme la différence de poids avant et après le dépôt. Une fois le poids des poussières de chaque prélèvement déterminé, nous procédons au calcul de la teneur majeure des poussières d'après la relation donnée par la norme AFNOR [7].

$$P = \frac{m}{10^3} \times \frac{10^4}{S} \times \frac{730}{t} = 7300 \times \frac{m}{S \cdot t} \quad (1)$$

Avec :

t = la durée d'exposition de la plaquette en heures (avec la durée moyenne d'un mois = 730 heures).

m = la masse en milligrammes des poussières recueillies.

S = la surface d'exposition de la plaquette en centimètre carré.

## 3. RESULTATS ET DISCUSSION

### 3.1 Niveau d'empoussièrement

Le temps d'exposition des plaquettes de la série 1 de prélèvement est de 21 jours. La période de mise en place du protocole de pose et dépose est étalée du 18 Juillet au 8 Août 2010.

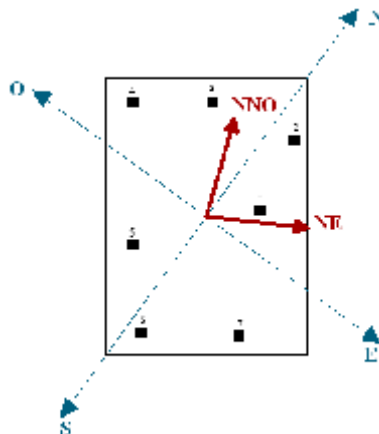


Figure 2. Rose des vents

Le vent au cours de cette période a soufflé majoritairement en provenance du Nord Est et de Nord Nord Ouest (voir figure 3) favorisant le déplacement des poussières respectivement vers le Sud Ouest et le Sud Est du site. L'évolution du niveau d'empoussièrment de la série 1 pour les 7 stations est illustré sur la figure 4, ou on a remarqué que la station 3 enregistre un niveau d'empoussièrment très faible, soit de 36 mg/m<sup>2</sup> jour. Ce résultat est justifié d'une part par l'éloignement de la station N°3 des zones produisant la poussière et d'autre part par la protection naturelle existante sur le site (plantation d'arbres). Les stations 1 et 4 présentent un niveau d'empoussièrment moyen du à l'arrêt temporaire du four de la ligne 1 de la cimenterie.

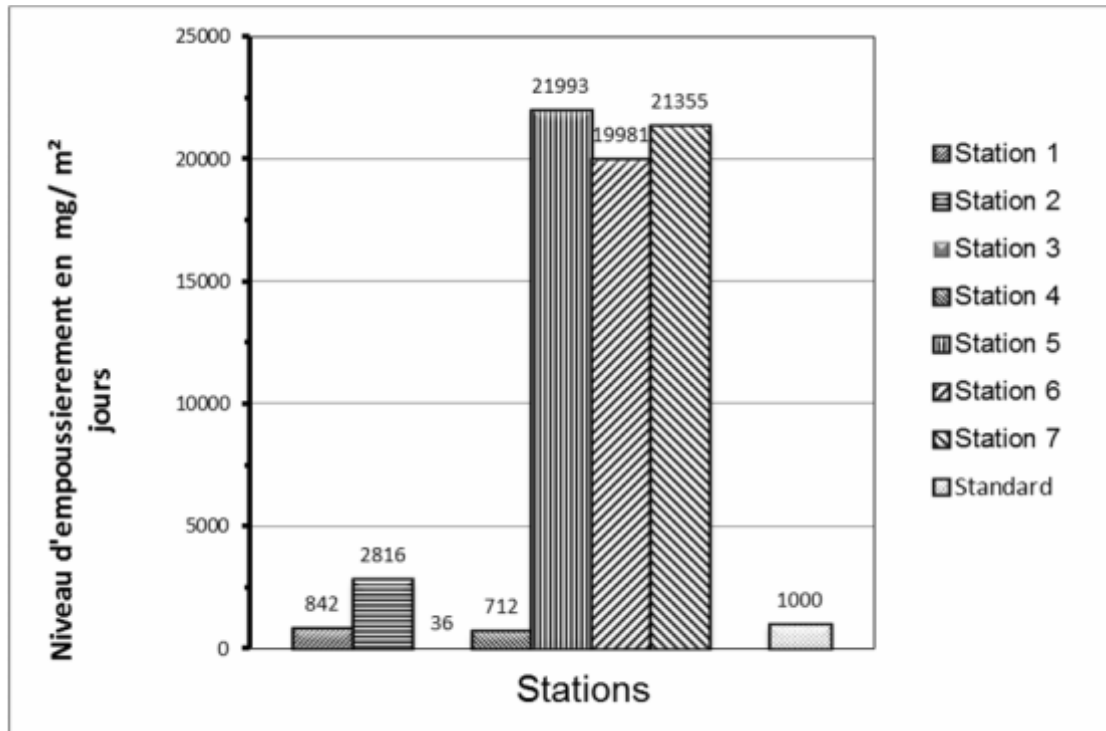


Figure 4. Evolution du niveau d'empoussièrment : période du 18 Juillet au 8 Août

Une surélévation peu significative du niveau d'empoussièrment est remarquée pour la station 2 qui peut être expliquée par l'existence de cette station au niveau de l'accès des camions. Les stations restantes (5, 6 et 7) ont affiché un niveau d'empoussièrment très considérable de l'ordre 20.000 mg/m<sup>2</sup> jour. On pense que ceci est attribué d'une part à l'emplacement de ces stations sur l'axe des vents dominant Nord Est et Nord Nord Ouest et d'autre part à l'envol des poussières provenant des fuites au niveau des trémies de réception mélange calcaire et au niveau du dosage du cru, pour les stations 6 et 7, et au niveau de la réception des ajouts (sable, pouzzolane, gypse) et au niveau du concassage du gypse à ciel ouvert, pour la station 5.

Il est à rappeler que la norme française AFNOR [7] fixe le seuil d'acceptation à 1000 mg/m<sup>2</sup> jour, ce qui permet de considérer le niveau d'empoussièrment enregistré par les trois stations mentionnées dernièrement (5, 6 et 7) comme très fort et hors norme, caractérisant une zone fortement polluée. Cependant, selon cette même norme, les stations 1 et 4 enregistrent un niveau d'empoussièrment acceptable, caractérisant une zone faiblement polluée tandis que la station 3 enregistre un niveau très faible bien en dessous de la valeur de référence fixée à 350mg/m<sup>2</sup> jour par la norme TA-LUFT [9]. En général, on peut dire que le niveau des stations est partagé en deux niveaux : niveau faible et niveau très fort. Les stations du niveau très fort sont situées dans les zones d'activité intense, par contre les stations où le niveau d'empoussièrment constaté est faible sont éloignées de la zone d'activité.

### 3.2 Résultats de l'opacimétrie

Pour le suivi en continu des émissions de poussières, la cimenterie dispose de sept appareils de mesure de l'opacimétrie de type C.P.M 5003, positionnés au droit des équipements, à savoir le filtre cru 1 et 2, filtres



refroidisseurs 1 et 2, broyeurs ciment BK1, BK2 et BK3. La figure 5 indique les quantités de poussières enregistrées au niveau des appareils de surveillance pendant l'étude expérimentale qui s'étale du 18 Juillet au 7 Novembre 2010. Selon la figure 5, il est constaté que mis à part les opacimètres placés aux niveaux des filtres EP1 (cru) et EP2 (cru), les résultats obtenus sont bien en dessous de la Norme Algérienne qui est de 30 mg/Nm<sup>3</sup> (Décret Exécutif, 2006) [10]. Les quantités de poussières recueillies sur les 7 points de prélèvement ne proviennent donc pas que des émissions du processus de fabrication du ciment. Située dans une zone dégageant beaucoup de poussières, la station 5 enregistre à chaque prélèvement le niveau d'empoussièrément le plus fort, la majorité des poussières recueillies provenant donc du concassage à ciel ouvert du gypse et la réception et le stockage des ajouts.

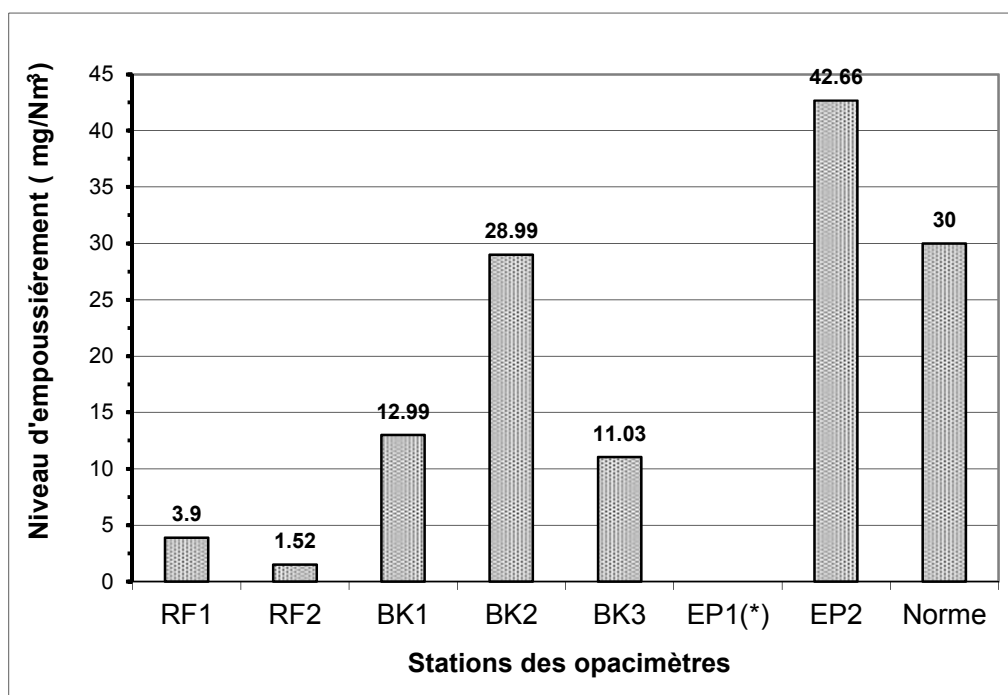


Figure 5. Evolution des émissions des poussières CPM 500

EP1(\*) : L'opacimètre de la station EP1 n'est pas fonctionnelle à cause de l'arrêt temporaire de la ligne 1.

Les stations 6 et 7 situées respectivement dans la zone de la trémie de réception du mélange calcaire + argile et la zone de la trémie du cru, la majorité des poussières recueillies sur les plaquettes peuvent provenir des fuites des bandes transporteuses (couvertures détériorées) de la zone 5 et du filtre de la ligne 1 lorsque le vent souffle de Nord Nord Ouest – Nord Est. La station 2 située sur le site commercial, où le trafic des camions d'expédition est très important empoussiérant toute la zone.

### 3.3 Caractérisation des particules de poussières

Pour déterminer la provenance des poussières prélevées des 7 points de surveillance, nous avons procédé à l'analyse chimique des échantillons recueillis au niveau de chaque station. La méthode utilisée est l'analyse par fusion alcaline. Etant donné que les échantillons sont composés de poussières et de vaseline cette méthode est idéale, car avant d'entamer les différentes étapes de l'analyse, celle-ci exige la calcination de l'échantillon dans un four à mouffles, ce qui permettra à la vaseline de s'évaporer. Après calcination, l'analyse des échantillons est exécutée pour 6 points de prélèvement seulement. La composition chimique des poussières prélevées sur les plaquettes est donnée par le tableau 1.

Tableau 1 Composition chimique des prélèvements

| STATION | CaO   | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | MgO  | PAF | SO <sub>3</sub> |
|---------|-------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|------|-----|-----------------|
| 1       | 60,96 | 16,70            | 4,98                           | 3,78                           | 0,84 | 37  | 0,044           |
| 2       | 59,34 | 16,42            | 5,13                           | 3,78                           | 0,84 | 47  | 0,073           |

|   |        |       |       |       |      |       |        |
|---|--------|-------|-------|-------|------|-------|--------|
| 3 | -      | -     | -     | -     | -    | -     | -      |
| 4 | 39,143 | 2,61  | 3,028 | 2,371 | 0,96 | 29    | 0,0483 |
| 5 | 49,63  | 1,65  | 3,634 | 3,085 | 0,96 | 27    | 0,83   |
| 6 | 37,88  | 16,35 | 3,32  | 2,60  | 1,91 | 34,52 | 0,06   |
| 7 | 39,87  | 15,94 | 3,02  | 2,36  | 1,19 | 39,05 | 0,024  |

La comparaison des valeurs des constituants des particules de poussières montre une corrélation entre la composition chimique des échantillons des stations 1 et 2 et les composants de ciment, tandis que les stations 4, 5, 6 et 7 montre une corrélation avec les composants du cru, ce qui est plausible, vu que ces stations sont situées dans les zones trémies cru, mélange (calcaire + argile) et stockage des ajouts. Les stations 1 et 2 situées dans les zones où le trafic des camions d'expédition de ciment est très fréquent (pont bascule et zone commerciale), donc la majorité des poussières proviennent de la circulation des camions ainsi que par l'envol de ciment. Ces résultats prouvent clairement que les particules de poussières recueillies au sein de la cimenterie sont engendrées par la fabrication du ciment.

#### 4. CONCLUSION

Les niveaux d'empoussièrement affichés par les opacimètres placés aux niveaux de chaque source d'émission sont en dessous du seuil fixé par la norme algérienne ( $30 \text{ mg/N m}^3$ ) [10], cependant les retombées de poussières sur les plaquettes demeurent très élevées selon la norme AFNOR [7]. On pense que cette différence de niveau d'empoussièrement mesurée par les deux méthodes ne provienne pas seulement du processus, mais dépend d'autres facteurs tels que l'effet de l'éloignement par rapport à la source d'émission (la réception des ajouts et le concassage à ciel ouvert du gypse pour la station 5) et l'effet des vents dominants (Nord Nord Ouest et Nord Est pour les stations 6 et 7).

La caractérisation des particules de poussières des échantillons prélevés montre que ces particules proviennent du processus de fabrication du ciment, ce qui est démontré ci-dessus, confirmant ainsi les résultats de l'étude effectuée à la cimenterie d'Ain touta. Cette dernière étude a recommandé de s'équiper de filtres performants. Cependant les résultats trouvés dans ce travail ont montré que le niveau d'empoussièrement demeure élevé malgré l'utilisation de ces filtres.

En se basant sur les résultats des niveaux d'empoussièrement obtenus lors de la quatrième série de prélèvement, il est constaté que les seuils définis par les normes AFNOR et Ta-luft sont plus ou moins sévères pour les sites reconnus pour leur climat chaud et sec sur la plus grande partie de l'année et favorables pour les sites où le climat à longueur d'année humide et pluvieux, ce qui incite à revoir les valeurs de référence fixées par ces normes particulièrement pour les sites de climat chaud.

#### 5. BIBLIOGRAPHIE

- [1] A C C, Les enjeux du développement durable au sein de l'industrie du ciment : Réduction des émissions de  $\text{CO}_2$ , Rapport final de l'Atelier du changement climatique, 2006 - Page 32.
- [2] VECOVEN J, L'industrie du ciment données générales, ATILH ; Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques, 2005 — HOLCIM.
- [3] E.C.D.E, Production et perspectives, Rapport de gestion, Exercice 2009, Mai 2010, 112p.
- [4] PILLET G et al. Tableau de bord méso – économique des coûts et bénéfices environnementaux de l'industrie du ciment en Algérie Résultats et guide méthodologique. Nov.2002, 6p
- [5] RICAL K et al. Impact des cimenteries sur l'environnement : le cas de la cimenterie de Ain touta XXIII Rencontre de génie civil- Risque et Environnement, 2005, 8 p.
- [6] AIDEQ, Etude d'impact de la cimenterie de l'E.C.D.E: Rapport d'expertise de l'Agence internationale pour le développement de la qualité et l'environnement, 2005, p.110.
- [7] Norme AFNOR NFX43 – 007.Pollution atmosphérique, Mesure des retombées par la méthode des plaquettes de dépôts, Décembre 1973, réutilisé en décembre 2008.
- [8] I.E.P.I, Diagnostique énergétique d'une cimenterie Institut de l'énergie et de l'environnement, Fiche technique, prisme N° 1, 9p
- [9] Norme TA-LUFT – Instructions techniques sur la qualité de l'air Loi fédérale allemande sur la protection de l'environnement contre les nuisances.
- [10] Décret Exécutif N°06-138 du 16 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 15 Avril 2006 J.O.R.A. N°24 de l'année 2006.

## DIFFÉRENTES CONFIGURATIONS DE RENFORCEMENT DES ÉLÉMENTS FLÉCHIS PAR DU TISSU EN FIBRE DE CARBONE

AHMED KHENE<sup>1</sup>, CHARAF EDDINE MESSAI, MOULOUD MERZOUZ

<sup>1</sup> UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA, LABORATOIRE GENIE CIVIL, BP12, ANNABA 23000, ALGERIE

[Ahmed\\_annaba23@yahoo.fr](mailto:Ahmed_annaba23@yahoo.fr)

### Thème N° 9 : Matériaux innovant pour la construction en zone sismique.

#### Résumé

*Le rôle des matériaux composites dans le domaine du renforcement des structures est incontestable. De nombreux travaux de recherches et des réalisations pratiques ont démontré l'efficacité de la technique de renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art par le collage d'éléments de renforcement extérieur. En effet la technique EBR (External Bonded Reinforcement) a été utilisée ces dernières années pour le renforcement des poutres en béton armé. Elle consiste au collage du tissu en fibre de carbone (TFC) sur la surface du béton avec une résine époxydique appropriée. Cette technique comparée aux diverses méthodes de renforcement connues, tel-que le chemisage de l'ancien béton par une nouvelle enveloppe en béton armé ou par des tôles métalliques, elle s'avère rapide d'exécution, efficace, durable et compétitive. Dans ce but, nous avons réalisé une étude expérimentale sur treize séries d'éprouvettes en mortier renforcées à la flexion par du tissu en fibre de carbone avec plusieurs configurations. Les résultats des essais obtenus ont été discutés et illustrés sous forme de courbe charge-déformation, ainsi que le pourcentage du gain de résistance sous forme d'histogrammes.*

**Mots –Clés :** Renforcement / EBR / Tissu en Fibre de Carbone (TFC) / Flexion / Matériau composite.

#### 1. INTRODUCTION

Les matériaux composites apportent de nombreux avantages fonctionnels : légèreté, résistance mécanique et chimique, maintenance, une mise en œuvre aisée, une liberté de formes ....

Ils offrent des possibilités de conception en permettant d'alléger des structures et de réaliser des formes complexes, aptes à remplir plusieurs fonctions. Dans tous les domaines tels que celui de l'automobile, du bâtiment, de l'aéronautique, du spatial, des équipements industriels,...

Le génie civil est aussi concerné par le domaine des composites et leurs utilisations dans les différents travaux de construction civiles et industrielles, notamment dans le domaine du renforcement des structures et des ouvrages.

La technique utilisée pour le renforcement par collage des tissus en fibre de carbone s'appelle la technique EBR (External Bonded Reinforcement). Dans une structure courante en béton armé, il est possible de renforcer presque tous les éléments de construction : colonnes, poutres, dalles. Cette technique permet d'améliorer : la capacité portante, la rigidité, la durée de vie de la structure, la durabilité de la structure exposée aux attaques environnementales. Cette technique s'avère fiable et compétitive comparativement aux anciens procédés de renforcements traditionnels.

On présente dans cette communication les différentes configurations de renforcement réalisées pour le renforcement par du tissu en fibre de carbone des éléments fléchis et les gains de résistance à la flexion obtenue.

## 2. MATÉRIAUX ET PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

### 1.2. Matériaux utilisés

#### 1.2.1. Mortier

Toutes les éprouvettes sont en mortier et ont la même formulation, elles sont confectionnées et conservées selon la norme AFNOR NF EN 196-1[1].

#### 1.2.2. Renforts

Le tissu en fibre de carbone (TFC) est fourni par la société SIKA El Djazair<sup>®</sup> sous le nom de SIKA WRAP<sup>®</sup> HEX 230 C. C'est un tissu unidirectionnel lié par une matrice adhésive époxyde.

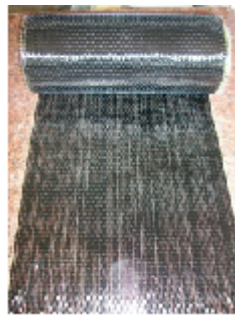


Figure 1. Renfort utilisé

#### 1.2.3. Matrice

La matrice est une résine époxy d'imprégnation sans solvant [2]. Elle est utilisée pour coller le tissu en fibre de carbone. Elle est fournie par la société SIKA El Djazair<sup>®</sup> sous le nom de SIKADUR<sup>®</sup> 330.



Figure 2. Matrice utilisé

Tableau 1. Propriétés du TFC et de la résine de SIKA [3]

|                          | SikaWrap 230C                               | Sikadur 330 | Composite           |
|--------------------------|---|-------------|---------------------|
| Résistance à la traction | 4300 MPa                                    | 30 MPa      | ----                |
| Allongement à la rupture | 1.8%  | 0.9%        | ----                |
| Module en traction       | 234 000 MPa                                 | 4.5 GPa     | 25 GPa              |
| Epaisseur                | 0.13 mm                                     | ----        | 1 mm                |
| Charge ultime            | ----  | ----        | 350 kN/m de largeur |
| Grammage                 | 230 g /m <sup>2</sup> ± 10 g/m <sup>2</sup> | ----        | ----                |

## Le renforcement par du tissu en fibre de carbone

|                    |                        |      |      |
|--------------------|------------------------|------|------|
| Densité des fibres | 1,76 g/cm <sup>3</sup> | ---- | ---- |
|--------------------|------------------------|------|------|

### 2.2 Programme d'essai

Dans cette investigation expérimentale, le gain de résistance a été étudié en considérant l'influence des différents paramètres suivants:

Longueur des bandes TFC au renforcement à la flexion :

- Sur toute la portée (100 mm) : Ft
- Sur la mi- portée (50 mm) : Fm

Types de configurations des bandes TFC au renforcement à la flexion :

- Sur toute la largeur (40 mm) : Configuration 1
- Sur deux tiers de la largeur, placées à l'extrémité (2 x 13 mm) : Configuration 2
- Sur un tiers de la largeur, placée au milieu (13 mm) : Configuration 3

Ancrage de la bande du TFC soumise à la flexion :

- Avec ancrage en U : Ft-U / Fm-U
- Sans ancrage : Ft / Fm

Les éprouvettes sont groupées selon le type de configuration ; Ils se divisent en treize séries avec trois éprouvettes pour chaque série.

**Tableau 2.** Désignation des séries

| Groupes | Sous groupes | Nom de la série | Désignation  |
|---------|--------------|-----------------|--|
| Témoin  | -            | Témoin          | Témoin   |
| Ft      | 1            | Ft1             | Renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 01                   |
|         | 2            | Ft2             | Renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 02                   |
|         | 3            | Ft3             | Renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 03                   |
| Ft-U    | 1            | Ft1-U           | Renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 01 avec ancrage en U |
|         | 2            | Ft2-U           | Renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 02 avec ancrage en U |
|         | 3            | Ft3-U           | Renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 03 avec ancrage en U |
| Fm      | 1            | Fm1             | Renforcement à la flexion sur la mi- portée configuration 01                     |
|         | 2            | Fm2             | Renforcement à la flexion sur la mi- portée configuration 02                     |
|         | 3            | Fm3             | Renforcement à la flexion sur la mi- portée configuration 03                     |
| Fm-U    | 1            | Fm1-U           | Renforcement à la flexion sur la mi- portée configuration 01 avec ancrage en U   |
|         | 2            | Fm2-U           | Renforcement à la flexion sur la mi- portée configuration 01 avec ancrage en U   |
|         | 3            | Fm3-U           | Renforcement à la flexion sur la mi- portée configuration 01 avec ancrage en U   |

### 2.3. Procédures expérimentales

Pour ce travail les éprouvettes sont toutes en mortier de dimensions (40\*40\*160) mm<sup>3</sup> ; Elles ont été réalisées selon la norme AFNOR NF EN 196-1[1].

La résine et le tissu en fibre de carbone ont été appliqués selon les recommandations techniques du fabricant [3].

Cependant, l'utilisation du procédé EBR dans le cas des poutres résulte dans plusieurs situations en une rupture prématurée provenant du décollement aux extrémités du tissu composite, empêchant ainsi le développement de sa pleine capacité en flexion. Ce délaminage aux extrémités est dû à la présence d'une importante contrainte de cisaillement dans la colle [4] ; C'est pour cela qu'on a mis en œuvre des configurations avec ancrage en U de la bande soumise à la flexion.

Les spécimens ont été toutes testés à la flexion trois point avec une machine d'essai numérique.

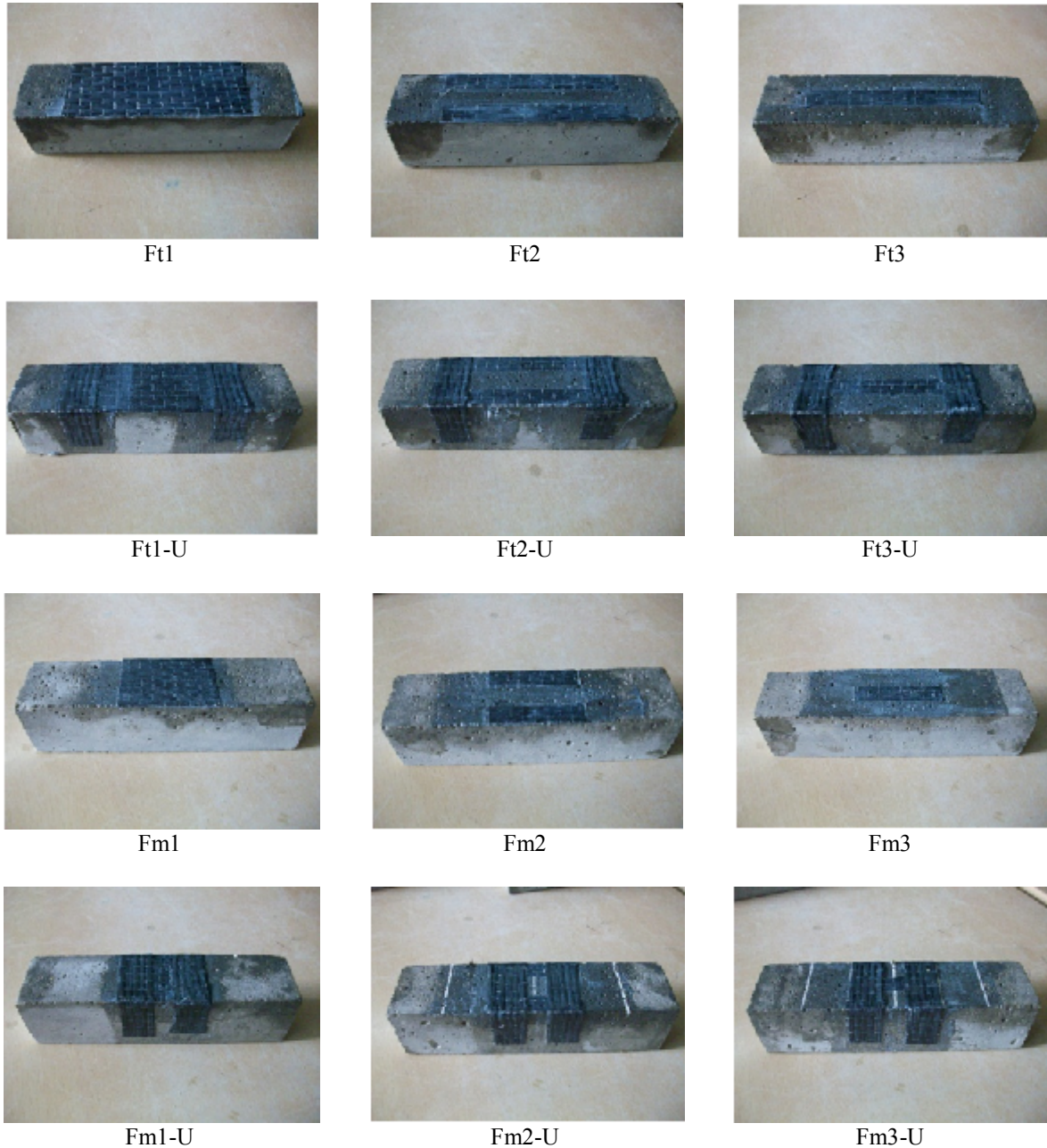


Figure 3. Photos des différentes séries

### 3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

L'évolution de la résistance dans les six configurations d'éprouvettes avec un renforcement à la flexion sur toute la portée sont groupées selon le type de configuration de la bande soumise à la flexion qui se situe au niveau de la partie tendue des éprouvettes présentées dans la figure 04.

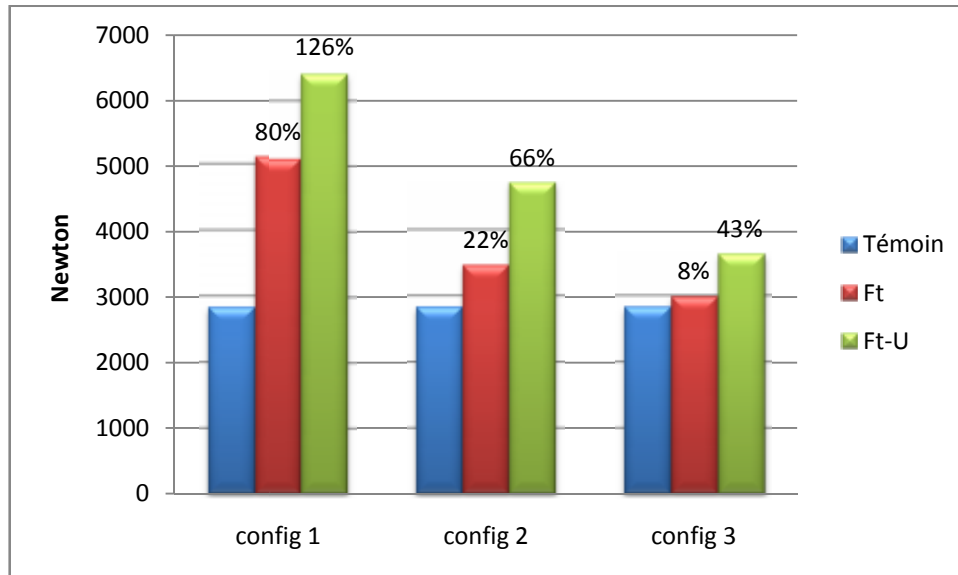


Figure 4. Renforcement à la flexion sur toute la portée

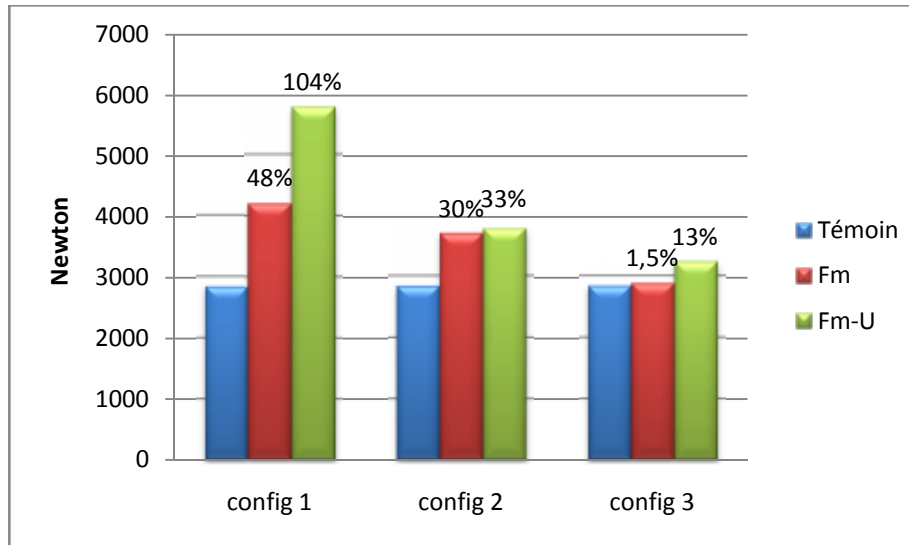
On constate qu'avec un renforcement par du tissu en fibre de carbone, il y a une différence du point de vue de la charge maximale par rapport aux éprouvettes témoins.

On remarque dans les séries d'éprouvettes où il n'y a pas d'ancrage il y a lieu d'une rupture prématurée provenant du décollement aux extrémités du tissu composite, empêchant ainsi le développement de sa pleine capacité en flexion.

Pour minimiser cet effet qui est dû à une importante contrainte de cisaillement dans la colle, un ancrage de la bande du TFC soumise à la flexion a été mis en place dans le groupe de série désigné Ft-U.

La configuration 1 (large bande) des éprouvettes a donné un meilleur résultat par rapport aux configurations 2 (deux tiers de la bande) et 3 (un tiers de la bande), cela est dû aussi à l'augmentation de la contrainte de cisaillement dans l'interface mortier-TFC.

Les résultats ont montré qu'on a un gain de résistance maximale de l'ordre de 126% avec la configuration contenant un renforcement à la flexion sur toute la portée configuration 1 (large bande) avec ancrage en U. La loi de comportement de ce groupe (témoin, Ft1, Ft1-U) de série est illustrée dans la figure 06.



**Figure 5.** Renforcement à la flexion sur la mi- portée

La figure 05 est pareille que la figure 04 du point de vue principe, sauf qu'elle représente l'évolution de la résistance dans les six configurations d'éprouvettes avec un renforcement à la flexion sur la mi- portée.

Dans la série Fm3 le renforcement devient négligeable car il apporte seulement 1.5% de gain de résistance.

Les résistances à la flexion des configurations renforcements sur la mi- portée sont moindres que celles renforcés sur toute la portée. Car le renforcement sur la mi- portée contient une surface de contact petite par rapport à la configuration de renforcement sur toute la portée ce qui engendre une forte concentration de contrainte de cisaillement au niveau de la résine.

Les pourcentages de gain de résistance à la flexion de toutes les séries sont récapitulés dans le tableau 03.

**Tableau 3.** Gain de résistance de chaque série

| Nom de la série | Gain de résistance |
|-----------------|--------------------|
| Témoïn          | -                  |
| Ft1             | 80 %               |
| Ft2             | 22 %               |
| Ft3             | 8 %                |
| Ft1-U           | 126 %              |
| Ft2-U           | 66 %               |
| Ft3-U           | 43 %               |
| Fm1             | 48 %               |
| Fm2             | 30 %               |
| Fm3             | 1.5 %              |
| Fm1-U           | 104 %              |
| Fm2-U           | 33 %               |
| Fm3-U           | 13 %               |



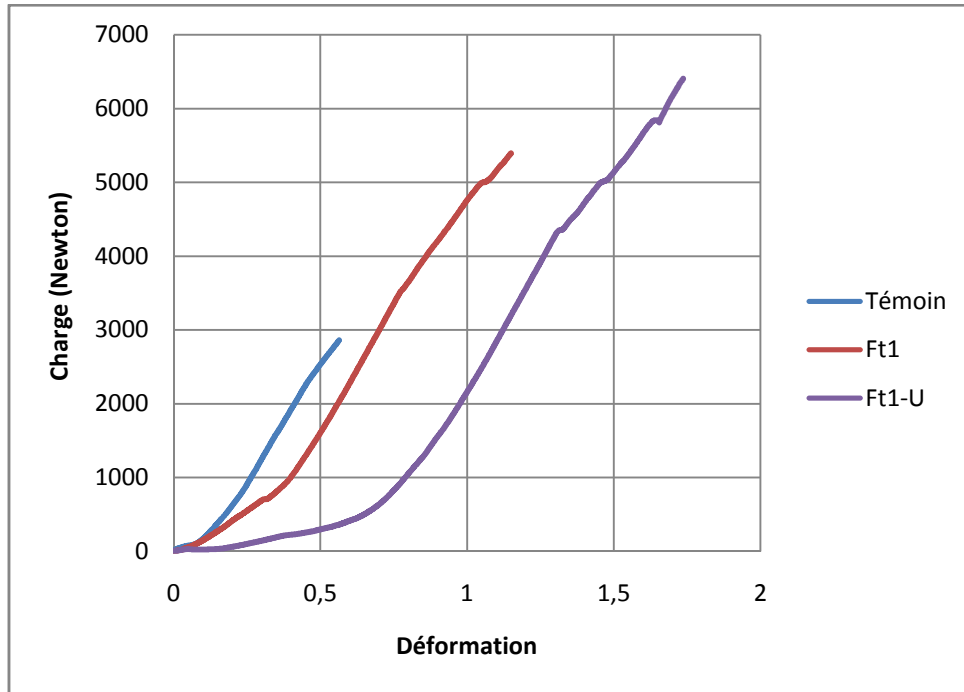


Figure 6. Courbe charge-déformation typique

La figure 06 présente la courbe charge-déformation typique des séries (témoin, Ft1, Ft1-U).

On constate que la série d'éprouvettes témoins présentent une rupture fragile.

La configuration Ft1-U a permis d'avoir une grande déformation et une grande résistance avant qu'il y est une rupture par rapport aux séries témoins et Ft1.

La série Ft1-U présente une certaine ductilité par rapport à la série témoin.

#### 4. CONCLUSIONS

Le renforcement des éprouvettes à la flexion avec du TFC a eu un effet bénéfique sur leurs comportement, en effet les constats suivants ont été établis :

- Le renforcement à la flexion est mieux optimisé avec de grandes longueurs.
- Un gain de résistance considérable lors du collage du TFC sur toute la largeur de l'éprouvette.
- Les contraintes de cisaillements au niveau de la résine sont moindres lors du collage de larges et de longues surfaces de tissu en fibre de carbone.
- Les spécimens ancrés avec des bandes en U donnent un meilleur gain de résistance à la flexion et retarde le décollement prématuré du TFC.

- Dans la courbe charge-déformation typique on constate que la série d'éprouvettes témoins présentent une rupture fragile.
- La configuration Ft1-U a permis d'avoir une grande déformation et grande résistance avant qu'il y est une rupture par rapport aux séries témoins et Ft1.
- La configuration qui a donné un gain maximum de la résistance à la flexion de l'ordre de 126%, est celle avec une longueur de renforcement sur toute la portée et une largeur de renforcement sur toute la largeur de l'éprouvette.

**Remerciements**

*Les auteurs expriment leurs remerciements à la société SIKA El Djazair® pour avoir fourni le renfort (Tissu en fibre de carbone) et la matrice (Résine époxy).*

**Bibliographie**

- [1] Norme AFNOR NF EN 196-1 (Méthodes d'essais des ciments; Partie 1: Détermination des résistances mécaniques).
- [2] Notice technique, Edition février 2003, numéro 9.80, version n°10.2003.
- [3] Notice Technique, Edition 30/11/2009, numéro 9.80, Version n°2009.235.
- [4] Abdelghani Merdas, (*Etude de l'adhérence des joncs et des plats composites au béton*), Novembre 2011.

## CARACTERISATION DU BETON DE REVETEMENT DE TUNNEL FABRIQUE AVEC DES FIBRES POLYPROPYLENE ET SOUMIS A DE HAUTES TEMPERATURES

FATIHA KAZI AOUAL-BENSLAFA<sup>1</sup>, DJAMEL KERDAL<sup>2</sup>, BELKACEM MEKERTA<sup>1</sup>,  
ABDELAZIZ SHEMCHA<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire « LABMAT » ENP Oran; BP 1523 Oran El Menaouer 31000 Oran Algérie

E-mail: [fkaziaoual@yahoo.fr](mailto:fkaziaoual@yahoo.fr)

<sup>2</sup> Université des Sciences et la Technologie Mohamed Boudiaf Oran, Algérie

### Thème N° 9: Matériaux innovants pour la construction en zone sismique

#### Résumé

L'objectif de ce travail expérimental est d'étudier les performances du béton de revêtement des tunnels lorsqu'il est soumis à de hautes températures. A cet effet, trois bétons ont été confectionnés, le premier B1 est un béton ordinaire, le deuxième B2 est un béton avec de la fumée de silice et le troisième B3 est un béton avec de la fumée de silice et des fibres polypropylène. Les propriétés physique (porosité et perte de masse) et mécanique (résistance en compression) ont été déterminées dans les conditions normales (20°C) et après chauffage à des températures de 150°C, 350°C et 600°C. Les résistances résiduelles en compression sont déterminées après le refroidissement dans l'air et dans l'eau. Les résultats ont montré qu'à 20°C, le béton B2 a une résistance à la compression supérieure à celles du béton B1 et B3. Après chauffage on note une augmentation de la perte de masse pour tous les bétons. La porosité de B1 et B3 est supérieure à celle de B2 pour toutes les températures. Le béton B2 refroidi dans l'air a un pic à 350°C plus prononcé que celui des bétons B1 et B3. Les effets des hautes températures sur la résistance résiduelle en compression des bétons sont plus accentués lorsque les bétons sont soumis à un choc thermique dans l'eau que dans l'air.

**Mots clé:** Caractérisation, Béton de revêtement, Tunnel, Hautes Températures, Fibres Polypropylène; Résistances résiduelles

#### 1. INTRODUCTION

Le béton est largement utilisé dans les structures de revêtement des tunnels et doit répondre à des exigences de performances rhéologiques, mécaniques et de durabilité. Pour améliorer ces performances, la tendance est de modifier la composition du béton par la diminution du rapport eau/ciment et par des ajouts [1]. Mais, ces changements peuvent conduire à une diminution de la résistance au feu du béton [2]. Lors d'un séisme des incendies peuvent se déclarer. Les ouvrages souterrains tels que les tunnels sont très vulnérables car le confinement peut aggraver le phénomène d'embrasement provoquant une élévation considérable de la température à l'intérieur de l'ouvrage [3]. Le comité des tunnels routiers de l'association internationale de la route, PIARC [4] a rapporté que le tunnel peut être sérieusement endommagé par un incendie. La température dans le revêtement de tunnel augmente rapidement, la déshydratation du béton peut provoquer l'écaillage, ce qui réduit l'épaisseur du revêtement et peut générer une instabilité dans le tunnel.

Les inspections des tunnels après des incendies majeurs de ces dernières années et l'incendie récent (2008) du tunnel sous la Manche et les études sur l'endommagement des bétons soumis à de hautes températures, ont mis en évidence que les performances résiduelles des bétons diminuent avec l'augmentation de la résistance initiale des bétons [5, 6, 7, 8]. La modification des caractéristiques du béton dépend des caractéristiques des composants du béton [9] et de sa porosité [10, 11,12]. L'endommagement du béton soumis à de hautes températures se manifeste de deux façons, la première par la dégradation du matériau et la seconde par la dégradation de la performance structurelle. Le suivi par des courbes ATD/ATG nous renseigne sur la dégradation du matériau et les transformations chimiques qui ont lieu avec l'augmentation de la température [13, 14], on constate une perte de masse permanente [15]. La dégradation des performances structurelles est observée par la perte de résistance mécanique et le détachement de matière ou écaillage. Parmi les différentes solutions proposées, la plus efficace

pour les bétons sensibles à l'écaillage est l'incorporation de fibres de polypropylène [16 – 21]. D'autres effets sont aussi observés tels que les changements de couleur et la fissuration superficielle [22].

Le béton est un matériau régional, ses caractéristiques et sa durabilité dépendent de ses composants. L'intérêt de ce travail expérimental est de fournir des données sur les propriétés mécaniques résiduelles des bétons fibrés confectionnés avec des matériaux locaux après échauffement et refroidissement à l'air et dans l'eau. Ces propriétés sont très importantes pour la détermination quantitative des dommages induits par un incendie potentiel et l'évaluation de la dégradation structurelle d'un tunnel pour arriver à la conception des bétons durablement résistants et aussi permettre la réparation de l'ouvrage après l'incendie.

## 2. MATERIAUX ET METHODES

### 2.1 Matériaux

Le béton est un mélange de ciment, de granulats et d'eau dans lequel des ajouts peuvent être incorporés.

- **Le ciment** : le ciment utilisé est un ciment CPJ CEMII/A 42,5 de la cimenterie de Beni Saf contenant 15% de pouzzolane naturelle.

Il a un poids volumique de 3100 kg/m<sup>3</sup> et une surface spécifique Blaine égale à 358.5 m<sup>2</sup>/kg. Les caractéristiques minéralogiques sont reportées au tableau1.

- **Le sable**: le sable utilisé, est un sable grossier 0/4 mm de nature calcaire, provenant de la carrière de Kristel (Oran Est). Un sable fin siliceux en provenance de Terga (Oran Ouest) a été utilisé pour réaliser la correction du sable grossier afin d'obtenir une courbe granulométrique à l'intérieur du fuseau normalisé. Les caractéristiques physiques du sable, après correction sont reportées dans le tableau2.

- **Les graviers**: ce sont des granulats concassés de nature calcaire en provenance de la carrière de Kristel (Oran Est) ayant un diamètre maximal de 16mm. Les caractéristiques physiques sont données au tableau2. La nature calcaire est confirmée par l'analyse ATD (Figure1)

Les courbes granulométriques sont illustrées par la figure2.

Tableau1 : Caractéristiques minéralogiques du ciment selon Bogue

| Phases minérales | C <sub>3</sub> S* | C <sub>2</sub> S* | C <sub>3</sub> A* | C <sub>4</sub> AF* | CaO libre | Gypse |
|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-----------|-------|
| Teneur (%)       | 59                | 15                | 9,76              | 11                 | 0,5       | 5     |

Note : \* notations cimentaires

Tableau2 : Caractéristiques physiques des granulats

| Caractéristiques                     | Sable                          | Gravier 3/8 | Gravier 8/16 |
|--------------------------------------|--------------------------------|-------------|--------------|
| Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> ) | 2640                           | 2700        | 2700         |
| Equivalent de sable (%)              | Visuel : 0.79<br>Piston : 0.70 | -           | -            |
| Module de finesse                    | 2.25                           | -           | -            |
| Bleu de méthylène                    | 1.28                           | -           | -            |
| Absorption (%)                       | 1.1                            | 0.89        | 0.90         |
| Coefficient Los Angeles (%)          | -                              | 22          | 24           |
| Coefficient Micro Deval (%)          | -                              | 16          | 16           |
| Nature                               | Silico-calcaire                | Calcaire    | Calcaire     |

- **L'eau de gâchage**: c'est une eau qui doit être exempte de toute matière organique, de sulfate et d'un taux d'acidité supérieur à 4 (NF P 18 303). L'analyse chimique de l'eau utilisée (eau potable distribuée par le service publique) révèle un pH neutre (7.11), un taux de matière organique faible (0.12 mg/L) et un taux de sulfate faible (115 mg/L).

- **Le super-plastifiant** : est un super-plastifiant haut réducteur d'eau Viscocrete 3045 (SIKA) non chloré conformément à la norme NF EN 934 – 2. Ses caractéristiques techniques sont: pH 5 ± 1, densité 1.11 ± 0.02 et l'extrait sec (36.4± 1.8) %.

## Caractérisation du béton de revêtement de tunnel fabriqué avec des fibres de polypropylène et soumis à de hautes températures

- **Les additions minérales** (fines siliceuses FS) : les caractéristiques chimiques et physiques des fines siliceuses sont données au tableau3, sont reportées dans ce tableau également la valeur de l'indice d'activité dont la valeur a été déterminée selon la norme EN 13263-1 (2005).

- **Les fibres polypropylène** : (Fibres PP) ce sont des fibres mono-filament (SIKA) dont les caractéristiques sont les suivantes: diamètre (18  $\mu\text{m}$ ), longueur (6mm), densité 0.93, les températures de fusion et d'évaporation sont égales à 171°C et 341°C respectivement (données du fabricant).

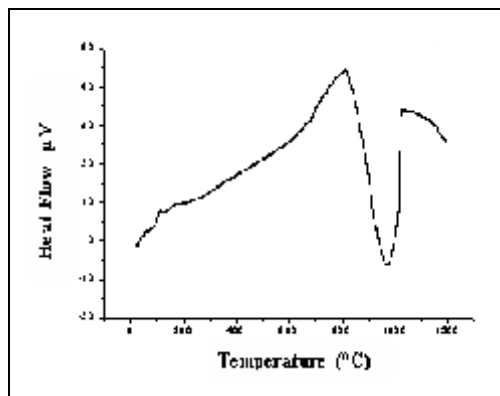


Figure1. Courbe ATD des graviers

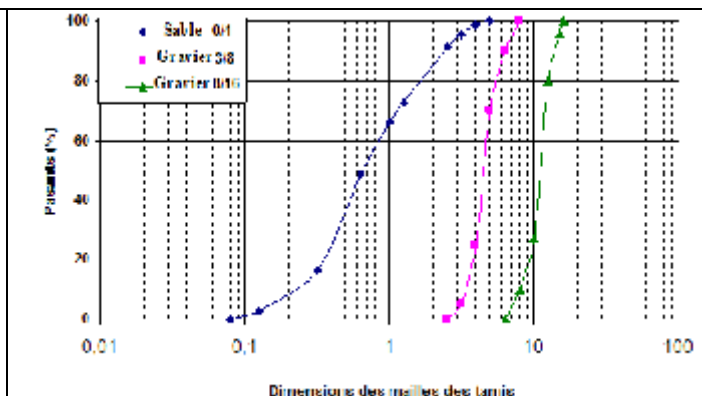


Figure2. Courbes granulométriques

Tableau3: Caractéristiques chimiques et physiques des fines siliceuses

| Caractéristiques | SiO <sub>2</sub><br>(%)                 | CaO<br>(%)        | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub><br>(%) | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub><br>(%) | CO <sub>2</sub><br>(%)                            | Carbonates<br>(%)    | SO <sub>4</sub><br>(%) |
|------------------|---|-------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---|----------------------|------------------------|
| Valeur mesurée   | 91.21                                   | 2.51              | 0.11                                  | 0.73                                  | 2.00  | 4.54                 | 0.00                   |
| Caractéristiques | Poids volumique<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | Nature            | Couleur                               | Teneur en eau<br>(%)                  | Surface Spécifique<br>Blaine (m <sup>2</sup> /kg) | Indice<br>d'activité |                        |
| Valeur mesurée   | 2120                                    | Ferro<br>Silicium | Grise                                 | 0.53                                  | 950   | 1.02                 |                        |

## 2.2 Méthodes

### 2.2.1 Formulation du béton

La composition du béton a été formulée selon la norme Européenne 206-1. La définition de la classe d'exposition est définie par l'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage pendant toute la durée de vie. Les ouvrages souterrains tels que les tunnels sont exposés aux agressions chimiques dues au sol dans lequel ils sont implantés et à la carbonatation pendant l'exploitation. La classe d'exposition choisie est celle qui correspond aux agressions chimiques « XA3 » car elle a des exigences plus sévères que celle qui correspond à la carbonatation « XC4 ». La formulation du béton a été réalisée de façon à répondre aux exigences de la norme concernant le critère de consistance et le critère de résistance. Les données de la formulation du béton ordinaire B1 sont rapportées dans le tableau4. Des essais préliminaires ont été réalisés afin d'optimiser la composition du béton. L'optimisation du squelette granulaire nous a donné une valeur du rapport graviers/sable (G/S) de  $1.7 \pm 0.01$ . Deux valeurs du rapport E/C ont été déterminés, 0.45 pour le béton B1 et 0.40 pour les bétons B2 et B3. Afin d'obtenir les caractéristiques rhéologiques exigées, le super-plastifiant a été introduit dans la composition des bétons B2 et B3. La compatibilité du mélange ciment/super-plastifiant a été testée sur un mortier de béton équivalent. Les résultats des essais ont donné la valeur 1.5% pour le point de saturation. Ensuite des bétons ont été testés avec différentes valeurs de super-plastifiant (1.5%, 1%, 0.75%, 0.5% et 0.25%), les compositions

optimales ont été déterminées avec le pourcentage 0.5% de super-plastifiant. Le pourcentage optimal de FS a été déterminé dans nos travaux antérieurs [23]. Les fibres de polypropylène ont été introduites à raison de 2kg/m<sup>3</sup> selon l'Euro-code2 (2004) [24].

Tableau4 : Données pour la formulation du béton

| Pour une classe d'exposition « XA3 » |                           |                     |   |                       |
|--------------------------------------|---------------------------|---------------------|---|-----------------------|
| Minimum Teneur en ciment             | Consistance               | Rapport Eau/ Ciment | Minimum Résistance à la Compression                   | Minimum Teneur en air |
| $C \geq 700 / \sqrt[5]{D}$           | <b>S4</b><br>(16 à 21) cm | <b>0.45</b>         | <b>C35/45</b><br>40MPa sur cylindre<br>50MPa sur cube | Aucune exigence       |

Table 5 : Composition des bétons

| Désignation | Ciment (kg) | Graviers (3/8 + 8/16) (kg) | Sable (kg) | Eau (L) | SP (%) | FS (%) | PP (kg/ m <sup>3</sup> ) |
|-------------|-------------|----------------------------|------------|---------|--------|--------|--------------------------|
| B1          | 475         | 1115                       | 656        | 214     | -      | -      | -                        |
| B2          | 475         | 1115                       | 656        | 190     | 0.5    | 10     | -                        |
| B3          | 475         | 1115                       | 656        | 190     | 0.5    | 10     | 2                        |

### 2.2.2 Protocole expérimental

Vingt et une séries d'éprouvettes de béton (100x100x100mm<sup>3</sup>) ont été confectionnées, démoulées après 24h et mises à la cure dans l'eau pendant 28jours et dans l'air jusqu'à l'échéance de 150jours. Les bétons confectionnés sont nommés B1<sub>20</sub>, B2<sub>20</sub> et B3<sub>20</sub> (bétons non chauffés, 20°C), B1<sub>150</sub>, B2<sub>150</sub>, B3<sub>150</sub> (bétons chauffés à 150°C), B1<sub>350</sub>, B2<sub>350</sub>, B3<sub>350</sub> (bétons chauffés à 350°C), B1<sub>600</sub>, B2<sub>600</sub>, B3<sub>600</sub> (bétons chauffés à 600°C). Les éprouvettes sont ensuite séchées dans une étuve à une température de 40°C jusqu'à la stabilisation de leur poids. A la fin de cette étape, elles sont chauffées à des températures de 150°C, 350°C et 600°C, dans un four à mouffles avec une vitesse de chauffe de 10°C/mn, maintenues à la température pendant une heure et refroidies dans le four fermé avec la même vitesse. Elles sont ensuite protégées par des enveloppes étanches pour ne pas modifier leurs caractéristiques physiques.

Les pertes de masse ont été déterminées à chaque température de chauffage. Le degré de déshydratation (perte de masse en %) est calculée par la relation [(M2 – M1)/M1] x100 dans laquelle M1 et M2 sont les poids des éprouvettes avant et après le chauffage.

La porosité des bétons concerne les pores accessibles à l'eau, a été déterminée conformément à la norme Américaine ASTM C642 sur des éprouvettes cubiques (50x50x50 mm<sup>3</sup>).

A l'échéance de 150jours, neuf éprouvettes de béton (100x100x100mm<sup>3</sup>) B1<sub>air150</sub>, B2<sub>air150</sub>, B3<sub>air150</sub>, B1<sub>air350</sub>, B2<sub>air350</sub>, B3<sub>air350</sub>, B1<sub>air600</sub>, B2<sub>air600</sub>, B3<sub>air600</sub>, sont chauffées et refroidies à l'air et ensuite écrasées pour la détermination des résistances résiduelles en compression.

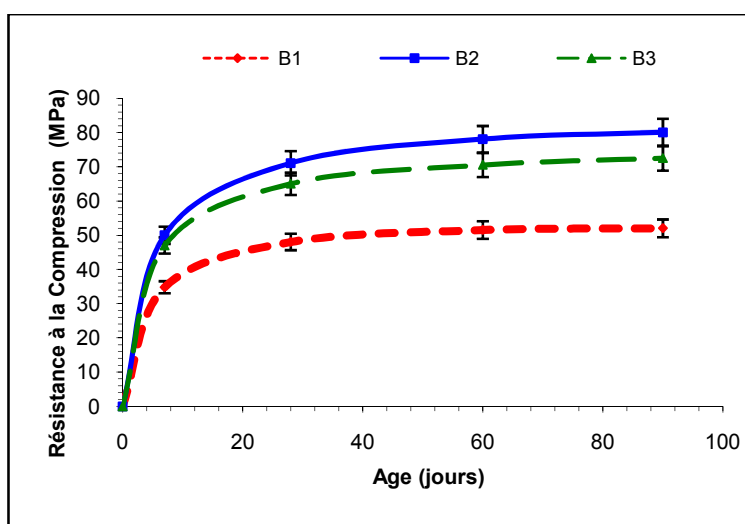
Neuf autres éprouvettes de béton (100x100x100mm<sup>3</sup>) B1<sub>eau150</sub>, B2<sub>eau150</sub>, B3<sub>eau150</sub>, B1<sub>eau350</sub>, B2<sub>eau350</sub>, B3<sub>eau350</sub>, B1<sub>eau600</sub>, B2<sub>eau600</sub>, B3<sub>eau600</sub>, sont chauffées et refroidies à l'eau et ensuite écrasées pour la détermination des résistances résiduelles en compression.

## 3. RESULTATS ET DISCUSSION

### 3.1 Caractéristique mécanique : résistance à la compression des bétons à 20°C

Le comportement mécanique du béton à température ambiante (20°C) est d'abord étudié sur les trois bétons, B1 (béton ordinaire sans ajouts) B2 et B3. La figure3 illustre l'évolution de la résistance à la compression sur

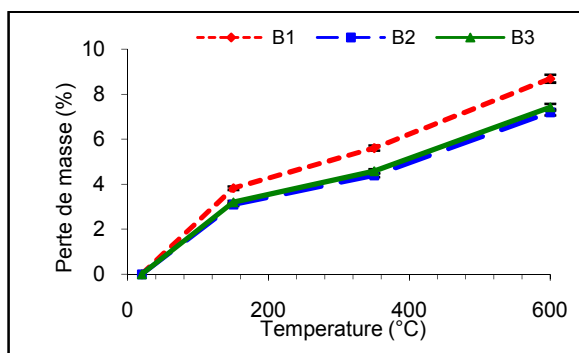
échantillons cubiques. Les valeurs moyennes résistance à la compression déterminées à 28 jours sont de 48 MPa pour le béton de référence B1 et de 71MPa et 65MPa pour les bétons B2 et B3 respectivement. Selon la norme européenne EN 206-1 qui définit la classe du béton selon la résistance à la compression à 28 jours, les bétons B2 et B3 peuvent être classés comme des bétons à hautes résistances. Pour le béton ordinaire B1, nous notons les valeurs de résistance à la compression est de 34.5MPa, 48MPa, 51.5MPa et 52MPa à 7 jours, 28 jours, 60 jours et 90 jours respectivement. La résistance à la compression du béton B2 a une valeur de 50MPa à 7 jours; elle atteint des valeurs de 71MPa, 78MPa et 80MPa à 28 jours, 60 jours et 90 jours respectivement, ce qui démontre l'effet bénéfique des additions minérales. Le béton B3 contient aussi des additions minérales mais sa résistance à la compression est inférieure à celle du béton B2, elle a atteint des valeurs 47MPa, 65MPa, 70.5MPa et 72.5MPa à 7 jours 28 jours 60 jours et 90 jours, respectivement. Une diminution de la résistance à la compression du béton B3 par rapport au béton B2 est observée, elle est d'environ 9% pour tous les âges. La cause de cette diminution de la performance mécanique est due à l'augmentation de la fissuration du béton qui résulte de la mauvaise adhérence entre les fibres PP et la pâte de ciment (Kalifa et al. 2001 ; Jansson et al., 2007 ; Mindeghia et al., 2010).



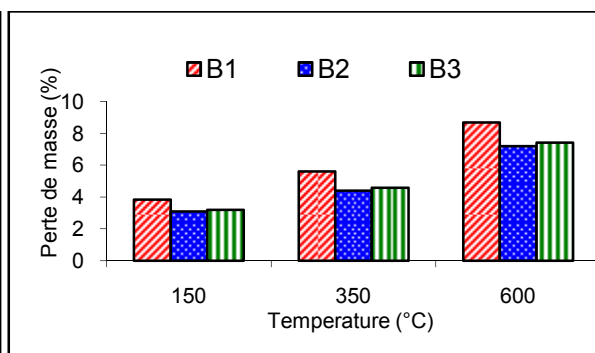
**Figure3** : Résistance à la compression des bétons à 20°C

### 3.2 Caractéristique physique des bétons : la perte de masse

Les caractéristiques physiques (perte de masse et porosité) ont été déterminées. Pour la mesure de la perte de masse les échantillons sont pesés avant et après chaque cycle de chauffage. La Figure4 illustre l'évolution de la perte de masse en fonction de la température pour les trois bétons B1, B2 et B3. On note que l'évolution de la perte de masse pour les bétons sur trois domaines avec des pentes différentes et que l'ajout de fibres PP ne change pas la forme de la courbe. Dans les trois domaines pour tous les bétons on constate une perte de masse permanente pendant le chauffage du béton. À la température de 150°C, les pertes de masse ont les valeurs de 3.83% pour le béton B1 et 3.10% pour le béton B2 et 3.20% pour le béton B3, elles atteignent les valeurs de 5.61%, 4.40% et 4.58% à 350°C, et les valeurs de 8.69%, 7.20% et 7.42% à 600°C. Pour illustrer plus clairement le sens de la variation de la perte de masse lors du chauffage du béton, le changement est donné en figure5. On observe des variations des pertes de masse, les différences entre le béton ordinaire B1 et les bétons à hautes résistances peuvent être analysés, elles sont dues à la déshydratation progressive du béton. à la différence de la quantité d'eau présente dans le béton. Ces pertes de masse sont dues.



**Figure4** : Evolution de la perte de masse en fonction De la température



**Figure5** : Variation de la perte de masse

L'eau contenue dans le béton ordinaire B1 peut s'échapper plus facilement que dans les bétons B2 et B3. Jusqu'à la température de 150°C, l'eau libre et une partie de l'eau faiblement liée chimiquement (eau adsorbée) s'évapore et les pores capillaires sont séchés. A la température de 350°C, c'est l'évaporation de l'eau liée chimiquement des CSH. La différence de perte de masse entre les bétons B2 et B3 est due à la fusion des fibres PP. Et à 600°C l'eau fortement liée chimiquement contenue dans la Portlandite s'évapore. Nous constatons la même variation entre les bétons B2 et B3 dans ce domaine de température, cela est dû à l'évaporation des fibres PP.

A 600°C, le béton B2 a une perte de masse de 7.20% et B3 a une perte de masse de 7.42%, la différence de 0,22% est supérieure au taux de fibres PP (0,08%) dans le béton B3 et l'évaporation n'explique pas cette perte de masse supplémentaire. Les chercheurs s'accordent à dire que la perte de masse supplémentaire est due à l'augmentation de la fissuration du béton de fibres qui affecte la perte de masse totale de l'échantillon (Kalifa et al., 2001 ; Jansson et al., 2007 ; Mindeghia et al., 2010 ; Zhang, 2011).

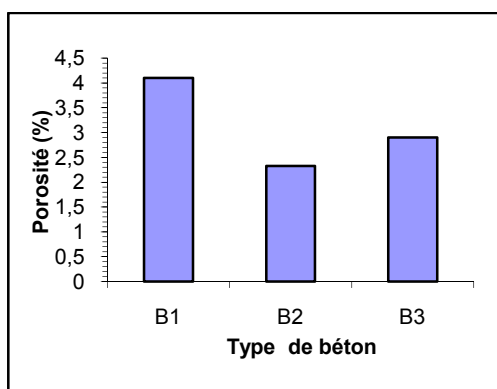
### 3.3 Caractéristique physique des bétons : la porosité

Pendant le chauffage du béton, les variations de la perte de masse entraînent des changements de la structure du béton et peuvent avoir un impact sur sa porosité.

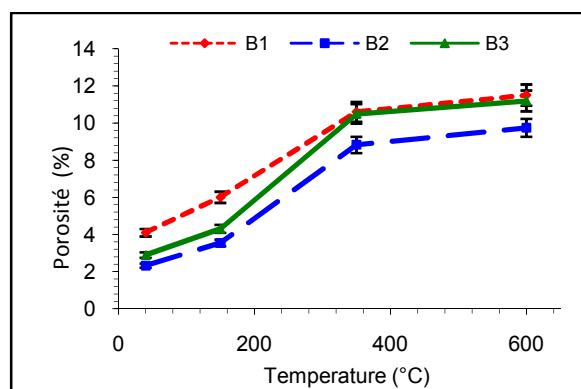
La porosité accessible à l'eau représente le pourcentage des pores capillaires dans le béton, nous l'avons mesurée à 40°C, la figure5 illustre la variation de la porosité selon le type de béton. Les valeurs mesurées sont de 4.1%, 2.33% et 2.9% pour les bétons B1, B2 et B3 respectivement. Les compositions des bétons sont différents, le B1 a plus d'eau par rapport aux autres bétons B2 et B3. L'ajout de fines siliceuses a un effet physique celui d'augmenter la compacité du béton d'où la diminution de la quantité de pores. Les fines siliceuses sont considérées comme un matériau pouzzolanique, cette propriété permet de fixer la chaux et réduit la quantité de pores par la formation de CSH. C'est ce qui explique les bétons B2 et B3 ont une porosité inférieure à celle du B1. En comparant la porosité du béton B1 et celle du béton B2, on trouve une différence de 43% et avec celle du béton B3, la différence se réduit à 30%. En comparant la porosité des bétons B2 et B3, on note que le béton B3 présente une porosité supérieure à celle de B2 d'environ 24%. Cette augmentation de la porosité est due à la présence de fibres PP. Cette augmentation de la porosité est due à une mauvaise adhérence entre les fibres de PP et la pâte de ciment qui crée une fissuration supplémentaire. La Figure6 montre la variation de la porosité après chauffage. Avec l'augmentation de la température, le béton B3 présente une porosité supérieure à celle du béton B2. Elle se rapproche de celle du béton B1 à partir de la température 150°C. On note que la porosité a les valeurs de 6%, 3.55% et 4.31% pour les bétons B1, B2 et B3 respectivement. A la température de 350°C, elle atteint les valeurs de 11.61%, 8.83% et 11.75%. A la température de 600°C, la porosité du B3 est similaire à celle du B1. Les valeurs à cette température sont environ 12%, 9.1% et 12.12% pour les bétons B1, B2 et B3 respectivement. Pour le béton B2 l'augmentation de la porosité est moins accentuée que celle du béton fibré B3 avant 150°C. Entre 150°C et 350°C, la pente la plus accentuée est celle du béton fibré B3 qui rejoint celle du béton B1. La forme des courbes ne change avec l'ajout de fibres PP, mais on observe une porosité supplémentaire, plusieurs chercheurs ont donné des conclusions similaires (Kalifa et al. 2001 ; Jansson et al., 2007 ; Mindeghia et al., 2010 ; György et al. 2012; Akca et al., 2013).



## Caractérisation du béton de revêtement de tunnel fabriqué avec des fibres de polypropylène et soumis à de hautes températures

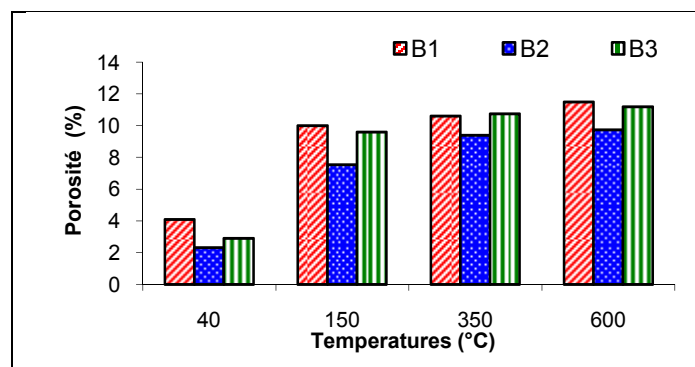


**Figure6 :** Porosité en fonction du type de béton



**Figure7:** Porosité en fonction de la température

La Figure8 illustre plus clairement le sens de la variation de la porosité en fonction de la température. Quelle que soit la température considérée, la porosité du béton B1 est supérieure à celle des bétons B2 et B3. L'augmentation du volume des pores observée entre la température de 40°C et 150°C, est rapide et elle est attribuée au départ de l'eau libre. En fait, la porosité augmente jusqu'à 350°C, puis ralentit au-delà. On peut supposer que la porosité engendrée par le départ de l'eau chimiquement liée est très faible car elle n'est pas entièrement accessible à l'eau. Au-delà de 350°C ces résultats montrent que pendant le chauffage, la microstructure du béton est modifiée et le béton devient plus poreux. Dans le béton B3, la fusion et l'évaporation des fibres PP créent une porosité supplémentaire et la porosité totale est similaire à celle du béton B1. Cette porosité facilite le transport des flux d'humidité, réduisant l'établissement des pressions internes décrits par certains auteurs comme un facteur d'instabilité thermique du béton (Bazant et al., 1996; Kalifa et al, 2001; Khoury et al., 2002). Ces changements de caractéristiques physiques influencent les propriétés mécaniques du béton.



**Figure8 :** Variation de la porosité en fonction de la température

### 3.4 Caractéristiques mécaniques : résistances résiduelles à la compression des bétons

Les résistances résiduelles à la compression du béton chauffés à des températures différentes et soumis à des chocs thermiques dans l'air et dans l'eau sont illustrées par la figure9. On observe qu'à 150°C, les résistances résiduelles à la compression des bétons B1<sub>air150</sub>, B2<sub>air150</sub> et B3<sub>air150</sub> représente 78%, 82% et 80% des résistances à la compression des bétons B1<sub>20</sub>, B2<sub>20</sub> et B3<sub>20</sub> respectivement. Après 150°C, les bétons chauffés à 350°C, on observe une légère augmentation de la résistance résiduelle à la compression du béton B2<sub>air350</sub> elle atteint 89% de la résistance à la compression du béton B2<sub>20</sub> alors que les bétons B1<sub>air350</sub>, et B3<sub>air350</sub>, on note une diminution de la résistance résiduelle à la compression, elle atteint 74%, et 78% des bétons B1<sub>20</sub>, et B3<sub>20</sub> respectivement. Ensuite

la diminution de la résistance résiduelle des bétons B1<sub>air600</sub>, B2<sub>air600</sub> et B3<sub>air600</sub> est quasi - linéaire, elle atteint à 600°C, 32%, 31% et environ 32% de la résistance à la compression des bétons B1<sub>20</sub>, B2<sub>20</sub> et B3<sub>20</sub> respectivement. Pour les bétons ayant subi un choc thermique dans l'eau B1<sub>eau</sub>, B2<sub>eau</sub> et B3<sub>eau</sub> on observe une très légère diminution de la résistance résiduelle à la compression dans l'intervalle des températures 20°C-350°C. Les résistances résiduelles en compression des bétons B1<sub>eau150</sub>, B2<sub>eau150</sub> et B3<sub>eau150</sub> et B1<sub>eau350</sub>, B2<sub>eau350</sub> et B3<sub>eau350</sub> représentent respectivement environ 98% et environ 90% de la résistance à la compression des bétons B1<sub>20</sub>, B2<sub>20</sub> et B3<sub>20</sub>. Au-delà de 350°C on constate une décroissance quasi-linéaire. Les résistances résiduelles en compression obtenues par bétons B1<sub>eau600</sub>, B2<sub>eau600</sub> et B3<sub>eau600</sub> représentant 30% et 31% des résistances à la compression des bétons B1<sub>20</sub>, B2<sub>20</sub> et B3<sub>20</sub> respectivement.

En comparant les deux comportements, on peut constater qu'à 150°C, les résistances à la compression résiduelles de béton B1<sub>air150</sub>, B2<sub>air150</sub> et B3<sub>air150</sub> diminuent et sont similaires alors que celle des bétons B1<sub>eau150</sub>, B2<sub>eau150</sub> et B3<sub>eau150</sub> sont beaucoup plus élevés. Ces résultats sont en accord avec les recherches menées ailleurs. Les chercheurs s'accordent à dire que la déshydratation du béton pendant le chauffage est la cause de la diminution de sa résistance à la compression. A 150°C l'eau libre s'évapore, les bétons chauffés à 150°C et refroidi à l'eau sont réhydratés et une grande partie de l'eau libre évaporée est récupérée. Entre 150°C et 350°C, l'eau liée contribue à la mise en place des pressions internes agissant comme une force de précontrainte, d'où le pic de résistance. À 350°C, le pic de résistance est observée pour le béton B2<sub>air350</sub>, le pic de résistance pour le béton B2<sub>eau350</sub> est proche de celui du béton B2<sub>air350</sub> alors que les résistances résiduelles des bétons B1<sub>air350</sub> et B3<sub>air350</sub> restent bien en deçà de celles des bétons B1<sub>eau350</sub> et B3<sub>eau350</sub>. Cette réduction de la valeur du pic dans les bétons B1<sub>air350</sub> et B3<sub>air350</sub> est attribuée à une réduction de la pression interne pendant le refroidissement à l'air en raison du phénomène de transfert d'une partie de la vapeur d'eau des zones de température élevée de l'intérieur de l'échantillon vers l'extérieur dans les zones refroidies. Au-delà de 350°C, on constate une diminution considérable et quasi linéaire de la résistance résiduelle à la compression avec un gradient plus prononcé pour les bétons soumis à des chocs thermiques dans l'eau.

Les éprouvettes de bétons B1<sub>air600</sub>, B2<sub>air600</sub>, B3<sub>air600</sub> et B1<sub>eau600</sub>, B2<sub>eau600</sub>, B3<sub>eau600</sub> chauffés à 600°C sont toutes au même niveau de résistance. Ceci est en accord avec l'observation de divers chercheurs [Luo et al., 2000 ; Chan et al., 2000 ; György et al., 2012 ; Akca et al., 2013]. Probablement qu'à 600°C toute l'eau dans le béton a disparu et confirmerait le comportement identique des bétons soumis à des traitements de refroidissement différents.

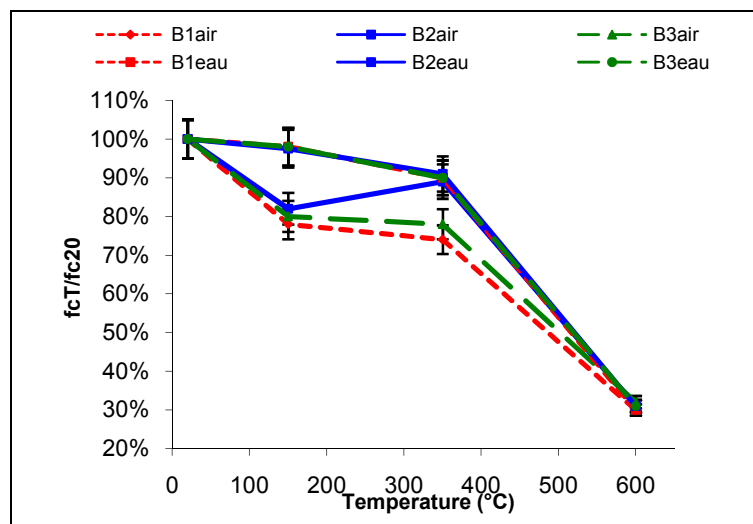


Figure9 : Rapport FcT/Fc20 en fonction de la température

#### 4. Conclusion

Les résultats de cette recherche nous ont permis d'apporter les remarques suivantes :

A température ambiante le béton B3 avec les fibres PP a une résistance à la compression élevée, elle a une valeur de 72.5MPa à 90jours, elle est 10% plus faible que celle du béton à hautes résistances non fibré B2. Cette diminution de la résistance à la compression est due à la mauvaise adhérence entre les fibres PP et la pate de ciment.

L'ajout de fibres PP n'a pas influencé sur la forme des courbes de pertes de masse, l'évolution de la perte de masse est répartie sur trois domaines de chauffage pour tous les bétons. La perte de masse est plus importante pour le béton ordinaire B1, pour les bétons B2 et B3 elle est similaire.

On note l'effet bénéfique de l'ajout des fibres PP par l'augmentation de la porosité du béton B3 qui avoisine celle du béton ordinaire B1. Dans le béton B3, la fusion et l'évaporation des fibres PP créent une porosité supplémentaire et la porosité totale est similaire à celle du béton B1. Cette porosité facilite le transport des flux d'humidité, réduisant l'établissement des pressions internes décrits par certains auteurs comme un facteur d'instabilité thermique du béton. Les chercheurs s'accordent à dire que la déshydratation du béton pendant le chauffage est la cause de la diminution de sa résistance à la compression. A 150°C l'eau libre s'évapore, les bétons chauffés à 150°C et refroidi à l'eau sont réhydratés et une grande partie de l'eau libre évaporée est récupérée. Entre 150°C et 350°C, l'eau liée contribue à la mise en place des pressions internes agissant comme une force de précontrainte, d'où le pic de résistance.

À 350°C, le pic de résistance est observé pour le béton B2<sub>air350</sub>,

Le béton B2 refroidi dans l'air a un pic à 350°C plus prononcé que celui des bétons B1 et B3. Cette réduction de la valeur du pic dans les bétons B1<sub>air350</sub> et B3<sub>air350</sub> est attribuée à une réduction de la pression interne pendant le refroidissement à l'air en raison du phénomène de transfert d'une partie de la vapeur d'eau des zones de température élevée de l'intérieur de l'échantillon vers l'extérieur dans les zones refroidies. Au-delà de 350°C, on constate une diminution considérable et quasi linéaire de la résistance résiduelle à la compression avec un gradient plus prononcé pour les bétons soumis à des chocs thermiques dans l'eau. Les effets des hautes températures sur la résistance résiduelle en compression des bétons sont plus accentués lorsque les bétons sont soumis à un choc thermique dans l'eau que dans l'air.

Les éprouvettes de bétons chauffés à 600°C sont toutes au même niveau de résistance. Probablement qu'à 600°C toute l'eau dans le béton a disparu et confirmerait le comportement identique des bétons soumis à des traitements de refroidissement différents.

## **Bibliographie**

- [1] Aitcin, P.-C. (2000): "Cements of yesterday and today. Concrete of tomorrow", Cement and Concrete Research Vol. 30, 2000, N° 9, pp. 1349-1359; doi: 10.1016/S0008-8846(00)00365-3
- [2] P.Z. Bazant, F.M. Kaplan (1996): "Concrete at High temperatures: Material properties and mathematical models", 1996, ISBN: 0-582-08626-4, Longman Group Limited, Harlow.
- [3] Boström, L., Larsen, C.K., (2006) "Concrete for tunnel linings exposed to severe fire exposure". Fire Technology; 42, 351–362.
- [4] PIARC (1999) "Fire and Smoke Control in Road Tunnels". PIARC Committee on Road Tunnels May.
- [5] Savov, K., Lacker, R., Mang, H.A., 2005. Stability assessment of shallow tunnels subjected to fire load. Fire Safety Journal 40, 745–763; doi: 10.1016/j.firesaf.2005.07.004,
- [6] Li, M., Qian, CX., Sun, W. (2004) « Mechanical properties of high-strength concrete after fire» Cement Concrete Research 2004; 34:1001-5; doi:10.1016/j.cemconres.2003.11.007
- [7] Kazi Aoual- Benslafa, F., Kerdal, D., Semcha, A., Kameche, Z.A "Contribution à l'étude de l'endommagement du revêtement des tunnels soumis aux hautes températures" Revue Tunnels et Espace Souterrain n° 223 Janvier Février 2011 pp 85-92  
[http://www.aftes.asso.fr/doc\\_gd\\_public/article\\_fichier/T223-85a92RisqueDendommagement.pdf](http://www.aftes.asso.fr/doc_gd_public/article_fichier/T223-85a92RisqueDendommagement.pdf)
- [8] Kanéma, M., Pliya, P., Noumowé, A., and Gallias, J. (2011). "Spalling, Thermal, and Hydrous Behaviour of Ordinary and High-Strength Concrete Subjected to Elevated Temperature" Journal of Materials in Civil Engineering, 23(7), 921–930; doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000272
- [9] Savva, A., Manita, P. and Sideris, K.K.: "Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates". Cement and Concrete Composites 27 (2005) 239–248; doi:10.1016/j.cemconcomp.2004.02.013
- [10] Míndeguia, J.C., Pimienta, P., Noumowé, A. and Kanema, M. (2010): "Temperature, pore pressure and

- mass variation of concrete subjected to high temperature; Experimental and numerical discussion on spalling risk”. *Cement and Concrete Research*, vol. 40, no. 3, pages 477–487, 2010; doi: 10.1016/j.cemconres.2009.10.011
- [11] Luo, X., Sun, W. and Yin Nin Chan, S.: Effect of heating and cooling regimes on residual strength and microstructure of normal strength and high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, 2000, N°3, pp. 379-383; doi: 10.1016/S0008-8846(99)00264-1
- [12] Chan, S.Y.N., Lou, X., Sun, W.: “Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete”, *Construction and Building Materials*, Vol. 14, 2000, No.5, pp. 261-266; PII: S 0 9 5 0 - 0 6 1 8 0 000031-3
- [13] Georgali, B. and Tsakiridis, P.E. (2005) (2005): “Microstructure of fire-damaged concrete. A case study” *Cement and Concrete Composites* 27 (2005) 255–259; doi:10.1016/j.cemconcomp.2004.02.022
- [14] Arioz, O., (2007) «Effects of elevated temperatures on properties of concrete. » *Fire Safety Journal* 2007; 42:516-522; doi:10.1016/j.firesaf.2007.01.003
- [15] Zhang, B. (2011) “Effects of moisture evaporation (weight loss) on fracture properties of high performance concrete subjected to high temperatures” *Fire Safety Journal* 46 (2011) 543–549; doi:10.1016/j.firesaf.2011.07.010
- [16] Kalifa P, Chene G, Galle C. High temperature behavior of HPC with polypropylene fibers from spalling to microstructure. *Cement Concrete Research* 2001; 31(2):1487–99; PII: S0008-8846(01)00596-8
- [17] Khoury, G.A., (2002) “Passive protection against fire”, *Tunnels and Tunneling International*, Technical Review – Fire Safety, November 2002, pp. 40 – 42
- [18] Dehn, F. and Wille, K. (2004): Micro analytical investigations on the effect of polypropylene fibres in fire exposed high performance concrete (HPC), in: *Proceedings of International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes, BEFIB, 20–22 September 2004, Varrenna, Italy* (Eds.: Prisco, M., Felicetti, R. Plizzari, G.A.), pp.659–678.
- [19] György, L. Balazs and Lubloy, E. (2012): Post-heating strength of fibber-reinforced concretes. *Fire Safety Journal* 49 (2012) 100–106; doi:10.1016/j.firesaf.2012.01.002
- [20] Akca, A. H. and Zihnioglu, N. Ö. (2013): “High performance concrete under elevated temperatures” *Construction and Building Materials* 44 (2013) 317–328; doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.03.005
- [21] Choi, S.W, Lee, J. and Chang, S.H (2013): “A holistic numerical approach to simulating the thermal and mechanical behavior of a tunnel lining subject to fire” *Tunnelling and Underground Space Technology* 35 (2013) 122–134; <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2013.01.004>
- [22] Annerel, E. and Taerwe L. (2011): “Methods to quantify the color development of concrete exposed to fire” *Construction and Building Materials* Volume 25 Issue 10, Pages 3989-3997; doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.04.033
- [23] Kazi Aoual- Benslafa, F., Semcha, A. , Kerdal, D.«Influence des additions minérales sur la résistance mécanique des mortiers». *Afrique Science*, Vol.7, N°2 (2011), 1 mai 2011, <http://www.afriquescience.info/document.php?id=2097>. ISSN 1813-548X.
- [24] Euro-codes, Editeur. Eurocode2 (2004): Design of concrete structures. Part 1.2: General rules – Structural fire design. European Comity of Normalization - Bruxelles, 2004
- [25] Jansson, R. & Bostrom, L. “Experimental study on the influence of polypropylene fibres on Material properties and fire spalling of concrete.” fib task group 4.3 workshop “Fire design of concrete structures –from materials modelling to structural performance”, Coimbra, Portugal, 2007

## AMELIORATION DU SOL AFFAISSABLE PAR FIBRES DE POLYETHYLENE

ADJABI. S<sup>1</sup>., NOUAOURIA. M. S<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> LABORATOIRE DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE UNIVERSITE 08 MAI 45 GUELMA  
([adjabisouhila2005@yahoo.fr](mailto:adjabisouhila2005@yahoo.fr))

<sup>2</sup> LABORATOIRE DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE UNIVERSITE 08 MAI 45 GUELMA  
([nouaouria@yahoo.com](mailto:nouaouria@yahoo.com))

### Thème N° 9 : Techniques d'amélioration des sols

#### Résumé

*La plupart des régions arides et semi arides possèdent des dépôts superficiels de sols granulaires lâches. Ces sols sont susceptibles de subir une grande réduction dans leurs volumes, due au mouillage, en donnant des tassements excessifs. De tels dépôts sont connus comme sols affaissables. L'utilisation de tels terrains localisés dans ces régions nécessite obligatoirement un certain traitement particulier, pour garantir une stabilité suffisante. La majorité des recherches effectuées sur ces sols tiennent en considération la masse volumique sèche initiale, la teneur en eau initiale, le degré de saturation et la charge appliquée au moment de la saturation.*

*Le but de cette communication est de réaliser des essais d'affaissement sur des échantillons reconstitués au laboratoire avec différents rapports de sable /argile en utilisant l'oedomètre pour déterminer le potentiel d'affaissement. Afin de réduire le risque d'affaissement, des fibres de polyéthylène de différentes longueurs et de différents pourcentages ont été utilisées.*

**Mots clés :** Sol affaissable, potentiel d'affaissement, oedomètre, aride, semi-aride, polyéthylène.

#### 1. INTRODUCTION :

Les désordres importants causés par l'affaissement des sols ont été constatés dans plusieurs régions arides et semi-arides du monde. La plus part des sols de ces régions sont des sols affaissables, de structure métastable, non saturée, ouverte et lâche. À l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison intergranulaire et peuvent supporter des charges très importantes. Cependant, l'effondrement soudain de la structure interne se produit suite à l'humidification et à cause de la dégradation des liaisons interparticellaires.

Dans plusieurs sites, il est possible de traiter le sol pour le stabiliser ou de provoquer son effondrement par humidification avant d'y construire un ouvrage. La nature du traitement à appliquer dépend essentiellement de la profondeur du sol effondrable et du type de fondations.

Lorsque la couche de sol effondrable n'est pas trop est inférieure à 4m, il est souvent économique de la remplacer par un sol approprié [1], ou par le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment CPA325 [2] ou de la chaux [3] ou du ciment alumineux fondu [4], ou bien avec un liant hydrocarboné (bitume)[7].

#### 2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le premier jeu d'essais a été effectué sur sept sols reconstitués composés de sables et de kaolin en différentes proportions, pour lesquels l'application des critères d'affaissement, rapportés par Ayadat et Belili

(1995), montre que ceux-ci sont évolutifs. Un sable normalisé est utilisé pour la reconstitution des sols. Le sol reconstitué de l'essai témoins est composé d'un 100% de sable, 0% de kaolin et de teneur en eau de 4%. Les proportions des composants des sols reconstitués sont présentées dans le tableau 1

**Tableau 1.** *Caractéristiques des sols reconstitués.*

| Designation         | S1  | S2 | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 |
|---------------------|-----|----|----|----|----|----|----|
| Kaolin (%)          | 0   | 5  | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| Sable normalise (%) | 100 | 95 | 90 | 85 | 80 | 75 | 70 |
| Eau %               | 4   | 4  | 4  | 4  | 4  | 4  | 4  |

Le deuxième jeu d'essais est effectué sur sept sols reconstitués au laboratoire de sable normalisé, tamisé en différentes classes de grosseur. La teneur en kaolin utilisée dans ce jeu d'essai correspondant à 25% est la teneur optimale ayant donné un potentiel d'affaissement dans le premier jeu d'essais avec une teneur en eau de 4%. Les caractéristiques de ce sol sont montrées au tableau 2.

**Tableau2.** *Caractéristiques des sols reconstitués.*

| Designation                  | S1  | S2  | S3  | S4  | S5  | S6 | S7  |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|----|-----|
| Kaolin (%)                   | 25  | 25  | 25  | 25  | 25  | 25 | 25  |
| Grosseur du sable retenu sur | 125 | 180 | 355 | 500 | 710 | 1  | 1.4 |
| Eau (%)                      | 4   | 4   | 4   | 4   | 4   | 4  | 4   |

### 3. MATERIEL UTILISE

L'appareil utilisé pour réaliser ces essais est l'oedomètre dont les éléments essentiels sont :

- anneau oedométrique de 50.4mm de diamètre et de 20 mm d'hauteur ;
- bâti de consolidation d'un bras de levier de 10/1 ;
- jeu de poids de chargement ;

La dame de compactage est conçue spécialement au laboratoire pour assurer le compactage de l'échantillon. Les dimensions de ce dispositif de compactage sont décrites dans Ayadat et Dahili [7].

### 4. ESSAIS ŒDOMETRIQUES

Le sol de l'essai est constitué de sable et de kaolin selon les proportions mentionnées ci-dessus. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de l'oedomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage voir figure 1. Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur H=15 cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

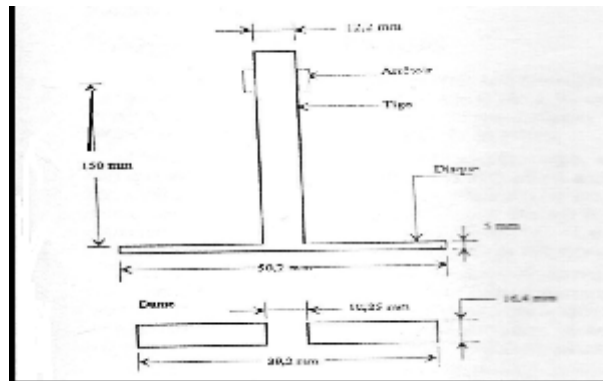


Figure 1. Appareillage de compactage

Les essais de compressibilité à l'oedomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight [6] qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 25, 50, 100, et 200kPa. Ensuite procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à 1600kPa. Au cours de l'essai les lectures des tassements sont relevés à 5s, 10s, 15s, 30s, 1min, 2min, 5min, 10min et 1h.

Le sol reconstitué est versé dans le moule oedométrique en deux couches, chaque couche est compacter en deux coups.

## 5. RESULTATS ET ANALYSE

### 5.1. Influence de teneur en argile sur le CP

La figure 1 montre l'influence de la teneur en kaolin sur CP. On constate que le potentiel d'affaissement des sols dépend de la teneur en argile présenté dans leur structure, ce qui confirme l'observation faite par Lawton et al. [9]. A partir de ce graphe, il est claire que le potentiel d'affaissement est négligeable quand le taux de kaolin est inférieur à 10% tandis que l'effondrement peut atteindre sont maximum au voisinage de 25% (figure 2). Alors la teneur en kaolin optimale est 25%. Ce résultat s'inscrit dans l'intervalle établi par Lawton et al.[9] qui indique que le maximum du potentiel d'effondrement est obtenu lorsque la fraction argileuse est compris entre 10% et 40%.

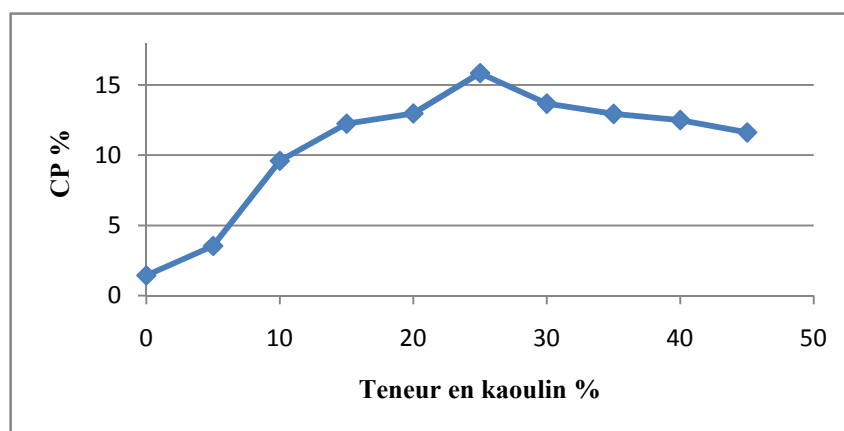


Figure 2. Effet de la teneur en kaolin sur le potentiel d'affaissement.

## 5.2. Influence de la taille des particules de sable sur CP

Une série d'essai a été réalisée dans le but de montrer l'influence de la taille des grains de sable sur le potentiel d'affaissement, ce dernier varie entre 9,2% et 13,5% ces résultats allant de « troubles » à « troubles sévères » selon la classification de Jennings et Knight [6]. Il est clair, d'après ce graphe, que le sol contient un sable de classe 500 µm subit le plus grand affaissement (potentiel d'affaissement le plus élevé) CP = 13,5% voir figure3.

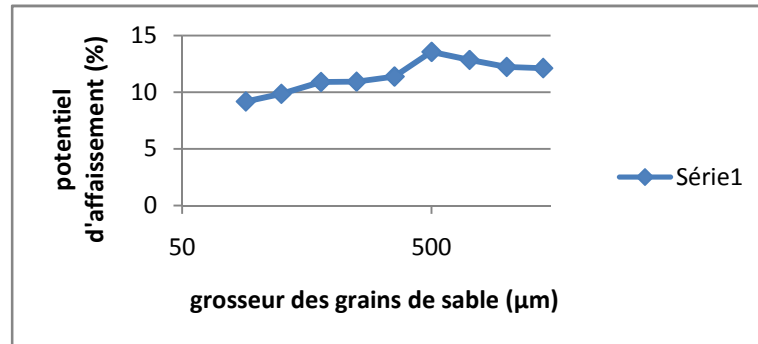


Figure3. Influence de la taille des grains solide du sable sur le potentiel d'affaissement.

Les résultats d'affaissement de sable de taille 500µm sont donnés au tableau 3 et illustrés dans la figure 4.

Tableau3. Essai à l'oedomètre pour un sable de taille 500µm

|              |       |       |       |        |       |                   |      |       |        |
|--------------|-------|-------|-------|--------|-------|-------------------|------|-------|--------|
| Charge (kPa) | 5     | 25    | 50    | 100    | 200   | Saturation<br>200 | 400  | 800   | 1600   |
| Lecture (mm) | 0,03  | 0,12  | 0,2   | 0,388  | 1,12  | 3,55              | 3,76 | 3,97  | 4,152  |
| Hauteur (mm) | 18,13 | 18,04 | 17,96 | 17,772 | 17,04 | 14,61             | 14,4 | 14,19 | 14,008 |

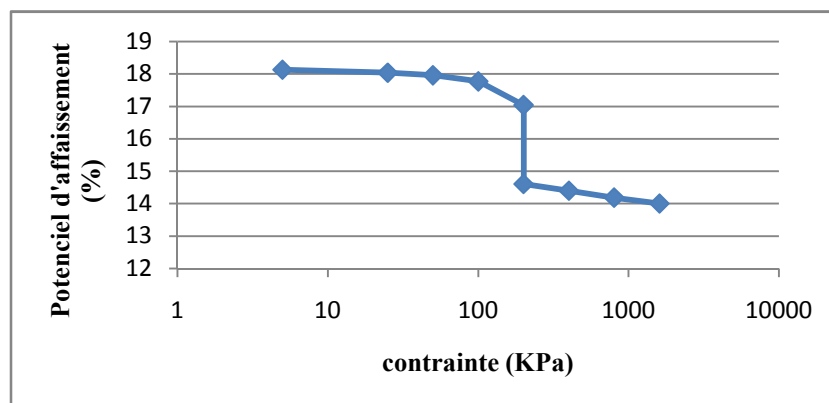


Figure 4. Le potentiel d'affaissement pour la taille 500µm.



### 5.3. Sol traité

Le potentiel d'affaissement est varié avec l'un des deux paramètres suivants :

- taux de renforcement
- l'énergie de compactage

#### 5.3.1. Influence de la teneur en polyéthylène

Afin de protéger l'environnement et de réduire les décharges en utilisant des fibres de polyéthylène comme renforcement à des différentes proportions (5%, 10%, 15%) et à différentes longueurs (5mm, 10mm, 25mm) qui sont indiquées dans le tableau 3, le sol ainsi reconstitué est soumis à l'oedomètre.

**Tableau 3. Potentiel d'affaissement en fonction du renforcement**

| longueur du renfort (mm) | pourcentage du renforce % | CP    |
|--------------------------|---------------------------|-------|
| 0mm                      | 0%                        | 17,28 |
| 5mm                      | 5%                        | 14,71 |
|                          | 10%                       | 12,31 |
|                          | 15%                       | 9,70  |
| 10mm                     | 5%                        | 11,42 |
|                          | 10%                       | 11,54 |
|                          | 15%                       | 10,55 |
| 25mm                     | 5%                        | 12,76 |
|                          | 10%                       | 10,20 |
|                          | 15%                       | 11,82 |

Les résultats sont regroupés dans le tableau 3. On note que pour le sol traité le potentiel d'affaissement varie de 9,7% à 14,7% pour une longueur de renforcement égale à 5mm, et 10,5% à 11,5% pour une longueur de renforcement égale à 10mm et de 12,8% à 10,2% pour une longueur de 25mm.

La comparaison qui a été faite en utilisant la classification de Jennings et Knight [6], comme le montre le tableau 4, permet de classer ces sols dans un état de « troubles sévères ». Mais pour une longueur de renforcement de 5mm et une teneur en polyéthylène de 15%, le potentiel d'affaissement a diminué de 43% environ.

**Tableau 4. Valeurs du potentiel d'effondrement selon Jennings et Knight(1975)**

| CP        | Évaluation du risque  |
|-----------|-----------------------|
| 0% à 1%   | Pas de risque         |
| 1% à 5%   | Troubles modérés      |
| 5% à 10%  | Troubles              |
| 10% à 20% | Troubles sévères      |
| >20%      | Troubles très sévères |

Il est à noter que le CP a diminué de 17,3% pour un sol non traité à 9,7% pour un sol traité, ce qui nous ramène à combiner ce type de renforcement avec une autre technique telle que l'augmentation de l'énergie de compactage.

## 6. CONCLUSION

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- Le potentiel d'affaissement d'un sol dépend principalement de la teneur en argile ;
- Le sol qui subit l'affaissement le plus élevé est celui qui contient une teneur en kaolin de 25%. Alors, la teneur en kaolin optimale est de 25% ;
- Le sol qui contient des grains solides de taille égale à 500µm subit l'affaissement le plus élevé;
- Les résultats montrent que, pour obtenir un sol moins affaissable pour une teneur en eau de 4%, il faut utiliser un pourcentage de fibres de 15% d'une longueur de 5mm.

## Bibliographie

- [1] Bara J.-P. - *Collapsing soils*. ASCE annual convention. Philadelphia 1979, reprint 1979.
- [2] Ayadat T., Gherabli A. *traitement d'un sol affaissable par un ciment CPA*. Annales de ITBTP, n°530, Janvier 1995, p.34-43.
- [3] Ayadat T., Bensalem A., Benkerri A. *traitement d'un sol affaissable par la chaux*. Revue Française de Géotechnique, n°77, 4<sup>e</sup> trimestre 1996.
- [4] Merrouche Z., Saidat A. - *traitement d'un sol affaissable par du ciment alumineux fondu*. Mémoire de fin d'étude, Université de M'sila, juin 1995.
- [5] AYADAT T, BELLILI F(1995). *Sols susceptibles d'affaissement : identification mécanique et traitement*. Revue Algérie Equipement, n°20, pp 18-23.
- [6] JENNINGS J.E., KNIGHT K. *a guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain- structure*. Proc. 6<sup>th</sup> regional Conf. For Africa on SMEF, Durban, South Africa, 1975, p 99-105.
- [7] AYADAT T, DAHILI M(1998) . *traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarbonaté(bitume)*. Revue Française de Géotechnique, n°85, 4<sup>ème</sup> trimestre, 1998, p 59
- [8] HOLTZ W.G, H.J. GIBBS (1951) : *Consolidation and related proprieties of lossial soils*, ASTM STP 126 : 9-26.
- [9] Lawton E.C., Fragaszy R.J., Hetherington M.D. – *Review of weiting-induced collapse in compacted soil*. J. of Geotech.Eng., ASCE 118, n°9, p.1394.

## **13. Architecture parasismique**

## LA MISE EN SCENE DE LA DEMARCHE "PROJET URBAIN"

DAHMANI KRIMO <sup>1</sup>, MOUDJARI MESSAOUD <sup>2</sup>, ADAD MOHAMED CHERIF <sup>3</sup>

<sup>1</sup> université de Chlef, [darchi2005@yahoo.fr](mailto:darchi2005@yahoo.fr)

<sup>2</sup> Université d'Oum El Bouaghi, [moudjaris@yahoo.fr](mailto:moudjaris@yahoo.fr)

<sup>3</sup> Université d'Oum El Bouaghi, [adad\\_chrif30@yahoo.fr](mailto:adad_chrif30@yahoo.fr)

### Thème N° 12: Architecture parasismique

#### Résumé :

*La prise en compte de ces différentes échelles implique une multiplicité d'acteurs, difficile à gérer, une multiplicité des maîtrises d'ouvrage, souvent difficiles à coordonner dans le temps. Logiques d'agents et jeux d'acteurs particulièrement les professionnels théoriciens et praticiens, à savoir les spécialistes en séismes de la (consultation à la concertation vers la décision de gestion). Le projet urbain est un processus interactif tant participatif par nature, se construit sur les logiques objectives d'agents et convergences de jeux d'acteurs pluridisciplinaires, pour s'inscrire dans la durée et sur l'espace. C'est là une des spécificités de cette démarche novatrice. Ces différentes catégories d'acteurs n'interviennent pas forcément au même niveau et au même moment. Ainsi, l'organisation du processus d'élaboration nécessite de définir les positionnements respectifs des différents. Il sera notamment incontournable de définir les missions des professionnels en les situant par rapport aux élus auxquels revient l'initiative de la démarche, mais aussi les agents économiques ainsi les habitants, avec lesquels un travail de médiation pourra être effectuée. Le projet urbain cherche à produire de l'espace et de la forme, à donner une représentation consciente de l'espace. Il ne se contente pas, à l'instar du plan, d'en constituer une évocation figée. Le problème n'est plus de confectionner des instruments d'urbanisme trop réducteurs, mais plutôt des cartes de synthèses. Un autre de ses soucis est de rendre l'espace à l'usage, (sans confondre pour autant usage et fonction). Il dénonce la logique de secteurs qui crée l'espace éclaté. L'application de ce concept innovant comme modèle alternatif à l'urbanisme de plans, des ZUP se fait plus souvent comme référence à l'urbanité de la ville /des quartiers.*

*Mot clé : projet urbain, expert en parasismique, concertation, transversalité, séisme.*

#### INTRODUCTION

Cette participation est axée sur le processus "projet urbain" regroupant toutes les spécialités urbaines notamment l'anti-sismicité non seulement à l'échelle d'action (bâtiment) mais concerne aussi l'échelle tactique et stratégique (Quartier-ville, Aire urbaine et territoire) (voir fig n°02); et les concepts qui fondent sont approche. La conception du projet urbain, élargie dans sa portée, sera caractérisée surtout par : une démarche stratégique orientée vers un travail de management au sein d'un système multiple : il n'y aura pas nécessairement une dichotomie marquée entre projet et réalisation mais un processus itératif, voire une ouverture vers la notion de « projet en temps réel » [1]. La mise en place nécessaire d'un dispositif d'accompagnement de la mise en œuvre, de veille et d'évaluation, celle-ci pouvant être quasiment permanente dans certains cas.

La démarche projet urbain est donc ici conversationnelle, pleinement positionnée dans le champ social en protégeant les citoyens et le champ environnemental en protégeant le paysage urbain, au contact des acteurs avec les méthodes qui s'y appliquent, plutôt que réduite à un seul processus d'étude, généralement unilatéral avant d'être confrontée aux acteurs partenaires de sa réalisation avec les déboires dénoncés. Ce sont les axes, correspondant à une acception élargie du projet urbain. [2]

#### CARACTERISTIQUES DE LA DEMARCHE " PROJET URBAIN "

La principale caractéristique des projets urbains réside dans le fait que chaque opération se nourrit des particularités propres au lieu d'intervention. On peut tout de même observer quelques constantes :

- processus d'actions : le projet urbain ne doit pas être conçu comme une jolie image figée mais comme un processus d'actions concrètes et dynamiques qui se réalisent sur un tissu urbain bien défini s'inscrivant dans la durée en introduisant dans chaque instant de projet des nouvelles données techniques.

- **opération globale** : opération complexe qui comprend à la fois les aspects sociaux, économiques, urbains et environnementaux et sa mise en œuvre s'étale sur plusieurs échelles temporelles et territoriales en respectant les règles parasismiques et de stabilité.

- **transdisciplinarité** : les projets urbains sont conçus par des équipes pluridisciplinaires. Ils nécessitent une coordination des savoir-faire entre les collectivités publiques, les propriétaires fonciers, les investisseurs et les professionnels de différentes disciplines.

- **temporalité variable** : le projet urbain n'est pas une œuvre finie mais en gestation, il accompagne un processus de transformation urbaine dans la durée.

- **une approche pluridisciplinaire** : Le projet urbain se réfère à une multiplicité d'approches, sa conception demande des savoirs spécifiques, des analyses à mener, des outils techniques et juridiques à utiliser, il ne s'érige pas en méthode, mais comme une série de démarches pluridisciplinaires. Ce croisement de discipline implique de se situer dans une logique où le projet urbain ne précède pas le programme, mais l'engendre grâce à sa capacité prospective. Le projet urbain implique de travailler dans une optique transversale, aussi que (maîtres d'ouvrages, professionnels, sphère privée). Le projet urbain est né de la rencontre de différentes disciplines.

- **Le projet urbain: une action globale négociée et une ambition qualitative** : Le projet urbain constitue la trame spatiale et territoriale, le cadre de négociation. De ce fait, la négociation entre les différents acteurs est du développement urbain est essentielle. Le projet urbain permet de fédérer l'ensemble des partenaires et des initiatives dans une cohérence générale en rendant indissociables les notions de projet global et d'actions localisées. Il s'agit de promouvoir un projet fondé sur divers diagnostics thématiques, afin d'identifier les nombreux enjeux : les espaces stratégiques à favoriser, les mutations à anticiper, les espaces à densifier, les axes à renfoncer, les laissons à créer, les paysages à recomposer, les dysfonctionnements à supprimer, les atouts à amplifier, les revitalisations et complémentarités de tous ordres à entreprendre. [4]

## PRINCIPES DE LA DEMARCHE "PROJET URBAIN"

1\_ le projet urbain est pensé à la fois comme processus et résultat, et non comme résultat sans son processus (ses moyens et ses chemins)

2\_ le projet urbain est pensé avec la ville existante (et non contre elle ou en dehors d'elle), comme reproduction de la ville sur elle-même, non comme croissance ou étalement de la ville ("construire la ville sur la ville", la substitution : rôle du parcellaire, de la trace et des tracés)

3\_ le projet urbain est pensé dans la totalité de ses dimensions, intégrées (et non séctorialisées), appréhendées à travers leur interaction (le politique, l'économique, le social, le culturel, le technique) et non dans l'une de ses dimensions (seulement économique, ou technique ou esthétique...)

5\_ le projet urbain est pensé en rapport avec la totalité des acteurs de la ville (dont les habitants, et non en dehors ou contre eux)

- les intérêts communs plutôt que l'intérêt public ou général "négociations"

- le consensus plutôt que l'imposition ou le conflit

- le partenariat plutôt que l'addition d'initiatives disjointes

6\_ le projet urbain est pensé comme un dispositif acceptable, réalisable, donc ajustable et réversible (et non comme un idéal inatteignable)

- en terme de faisabilité politique et économiquement et non seulement technique

- en terme de solution technique (transportabilité, réversibilité ....)

8\_ le projet urbain est pensé comme un dispositif complexe (et non simplexe simplement technique)

- en terme de spatialité (mixité urbaine et non monofonctionnalité)

- en terme de temporalité (gestion des écarts et des incertitudes de conjoncture). [5]

### I. système " jeux d'acteurs" dans la démarche " PROJET URBAIN "

En se situant comme élément de négociation et de dialogue entre les différents acteurs de l'urbain. Dans la construction d'une démarche de projet urbain, il sera nécessaire d'avoir une double approche des logiques qui peuvent fonder un projet urbain, à la fois en termes d'agents et d'acteurs. Pour ce faire, il est nécessaire en premier lieu de spécifier en quoi celui-ci peut s'inscrire dans les logiques objectives des agents, c'est-à-dire les « scénariser » en quelque sorte. Les acteurs impliqués (allant d'une vision mono-acteur à des approches multi-acteurs dans le cadre des espaces de concertation et de conception participative.

La démarche d'élaboration de projet urbain met en jeu, différentes catégories d'acteurs que sont notamment :

- les décideurs, en qualité d'élus, et les autres acteurs publics (état, intercommunalité...) = (potentialité politique)

- les professionnels au sens large, ceux-ci étant constitués à la fois de professionnels ayant des rôles techniques et des professionnels ayant des rôles d'interface, de management = (potentialité technique) ;

- les agents économiques=( potentialité économique), et plus particulièrement ce qui vont contribuer à sa mise en œuvre ;
- la société civile = (potentialité sociale) ;avec notamment :
  - . Les habitants mais aussi les visiteurs du lieu ou quartier, à titre individuel ;
  - . Les groupes constitués ;
  - . Les usagers, en tant qu'exploitants de commerces ou de services ainsi que les gestionnaires d'équipements ;
  - . des acteurs particuliers porteurs ou vecteurs d'opinion, par leur position dans la société locale, qui pourront avoir des postures diverses et variables par rapport au projet (moteurs, adhérents, ....., ou opposants).

**II- finalités, objectifs et perception de la démarche "PROJET URBAIN"**

Le projet urbain a pour objectif de combler le vide qui existe entre l'aménagement du territoire et les projets architecturaux. Il met en place des stratégies d'action et traite des aspects sociaux, économiques, culturels et écologiques. Il peut se concrétiser à travers plusieurs instruments comme les conceptions directrices ou les masters plans et n'a en général pas de caractère contraignant.

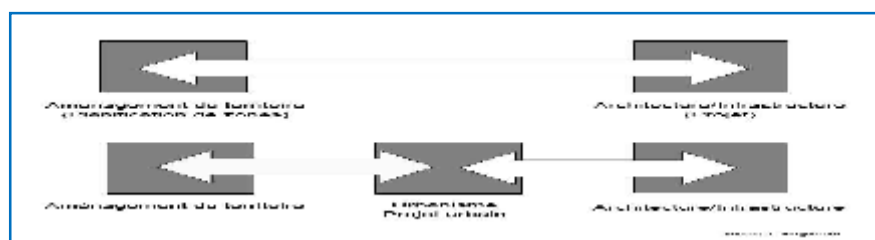


Figure 01 : le projet urbain de l'aménagement du territoire aux projets architecturaux[6].

**DISPOSITIFS DE LA DEMARCHE "PROJET URBAIN"**

**I- Processus du urbain projet**

La construction du contenu met en articulation deux types de processus de nature différente, à savoir :

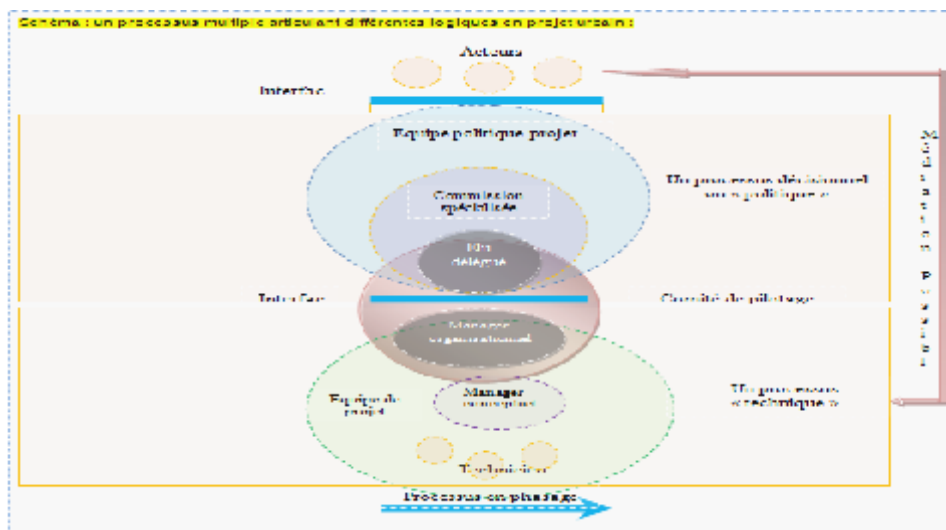


Figure 02 : un processus multiple articulant différentes logiques. Inspiré du schéma AVITABILE Alain.

- Un processus décisionnel s'inscrivant dans une logique politique en référence à un système d'acteurs multiples, d'un côté,
- Un processus technique en sens large, s'inscrivant dans une logique conceptuelle, de l'autre.

La réussite d'un projet urbain, que ce soit en termes d'efficacité (débouchés opérationnels) ou de qualité du contenu (adéquation aux objectifs), procédera de la bonne articulation entre ces deux processus-processus décisionnel (logique politique) et processus technique (logique conceptuelle)- et de sa gestion dans le temps, tout au long de son élaboration.

La non- articulation entre ces processus ou la non intégration de ces interactions par les professionnels (approche « technocratique », le plus souvent linéaire). Risquera de butter ensuite dans la phase opérationnelle par l'absence d'un véritable « portage politique » du projet même si la décision peut être emportée sur le moment [7]. Il sera donc nécessaire de moduler l'ordonnancement de la démarche pour ne pas conduire à des situations où le processus technique se trouvait en « porte à faux » par rapport au processus décisionnel. Le projet urbain, comme processus, ne se conçoit guère sans une dimension stratégique qui s'appelle capacité d'anticipation et d'aptitude à imprimer (ou faire évoluer) un rythme. La continuité et la permanence entre le diagnostic, la conception et la mise en œuvre du projet sont une condition essentielle de sa réussite. Le projet urbain ne se limiterait pas à un nouveau dessin, mais à un processus complet, rassemblant diagnostic, propositions, cout, échéancier et conditions de mise en œuvre, accompagné d'un mécanisme d'évaluation continue [8].

**L'échelle spatiale :**

La nécessaire prise en compte de différentes échelles : le projet urbain ne peut se restreindre à une intervention sur un seul flot mais doivent s'attacher à intégrer les différentes échelles spatiales : du quartier aux quartiers environnants et à l'agglomération. Il existe des projets d'aménagement ou de planification à toutes les échelles : le bâtiment, l'îlot, le quartier, l'ensemble de quartiers, la ville, l'agglomération, le territoire ou la région. Chaque échelle de projet présente des spécificités intrinsèques très variées, qu'il s'agisse des possibilités d'aménagement, des acteurs impliqués ou de l'échelle de temps. Le choix de l'échelle de travail est la première étape clef qui oriente fortement le projet tant au niveau du type de données disponibles qu'au niveau des objectifs à définir en accord avec la notion de développement durable. Dans la conception urbaine, un véritable écueil consistant à perdre toute notion d'échelle des espaces vécus. Par différence aux démarches de planification des années 70 (appliquant les mêmes représentations à des territoires d'échelles différentes) partant de schémas à caractère purement fonctionnel assortis d'un zonage, pour aller ensuite, à l'extrême inverse, au plan de masse.

L'articulation entre les échelles du projet urbain se fait par une série d'opérations emboîtées allant de la planification stratégique à la programmation urbaine jusqu'à la planification opérationnelle et au « phasage » des projets voir schéma ci-dessus :



Figure 03 : L'articulation entre les échelles du projet urbain. Inspiré du schéma Patrizia Ingellina (2001)- le projet urbain. Que sais-je, paris p 37 (Dessiné par l'auteur).

La logique du développement durable incite le va et vient entre le global et le local, et permettent en plus les rétroactions et l'évaluation à chaque étape d'un projet urbain. Cependant le projet à l'échelle locale du quartier doit s'inscrire dans la tendance globale de la ville. Il est important de coordonner les différentes échelles spatiales et temporelles pour garantir la réussite du projet urbain.

**IV- La pluridisciplinarité dans la démarche "Projet Urbain"**

De la pièce urbaine d'Henri Ciriani à l'îlot libre présenté par Christian de Portzamparc, l'éventail des propositions traduit l'intérêt que ces architectes portent à la ville. D'après Christian Devillers, ils sont actuellement les seuls détenteurs du savoir-faire spatial. De plus, il observe: « le projet urbain ne relève pas d'une seule profession mais d'une compétence ». Il est urgent de croiser les savoirs et savoir-faire. Architectes, urbanistes, ingénieurs, paysagistes, sociologues... ne doivent plus se contenter de revendiquer le monopole de la pensée de la ville. A propos de l'élaboration de la forme urbaine, le même Christian Devillers de déclarer : « la plupart du temps le projet urbain est réduit à une composition urbaine graphique esthétisante et subjective ». A ses yeux, la composition est « trop souvent académique et minimaliste. Elle relève d'une esthétique du plan qui peut être favorablement remplacée par une esthétique de l'espace ». La composition, le plan masse ou la mégastucture sont des représentations qui contraignent ou pire nient le phénomène urbain comme « emboîtements de plusieurs temps et espaces ».

La logique de réseaux techniques génère de l'urbanisation et non pas de la ville. Pour lui il est temps, enfin, d'envisager les réseaux comme créateurs de valeurs urbaines, de transversalité... Christian de Portzamparc refuse la reproduction systématique de modèles historiques. Il propose une alternative mariant la nécessité de composer l'espace public, la rue, l'ossature urbaine et la continuité avec de l'architecture vers une expression plus libre en gardant l'aspect éternel de constructions contre les risques majeurs.

Au delà de la diversité des approches et de leurs parcours et tempéraments respectifs ces architectes ressentent l'urgence à imaginer la ville. Ils constatent son déficit de porosité, dénonce les cloisonnements, prônent la convivialité.

**V- Les Mécanismes de la démarche "Projet Urbain"**

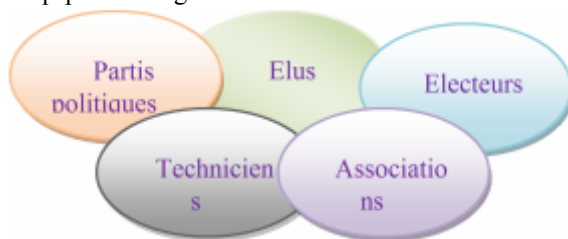
**"La transversalité dans la démarche " Projet Urbain"**

| Collectivités  | Professionnels   | Administratif  | Autres   |
|--|--|--|--|
| E.P.C.I<br>Elus<br>Urbanisme/<br>Finance/Affaires<br>sociales...<br>Chargé de mission<br>Services techniques | Animateur-coordonateur<br>Urbaniste<br>Sociologue<br>Architect<br>Ingénieur en séisme<br>Paysagiste<br>Géographe<br>Spécialiste en sismologie<br>Géomètre-Expert Foncier<br>Economiste<br>Financier<br>Agence de communication | Etat<br>Région<br>Département<br>D.A.S.S.<br>Offices HLM<br>Direction des risques<br>Education Nationale<br>S.E.M.<br>Offices fonciers | Agence D'URBANISME<br>C.A.U.E.<br>C.C.I.<br>Comités de quartiers<br>Associations<br>Usagers<br>Concessionnaires<br>Centre sismique |

**Tableau 01 Source : Les moyens de la transversalité : inespéré du document de : Jean-Pierre TETARD.**

Le projet urbain est un projet politique. Pour le réussir, devrait être communiqué à la population et partagé avec elle. Cette projection vers un nouvel avenir, est un exercice d'élus et de professionnels.

Suivant ce schéma : Cinq sphères de gouvernance sont identifiées :



**Figure 04 : Source : les moyens de la transversalité : inespéré du document de : Jean-Pierre TETARD. La nécessaire reconquête du projet urbain harmattan2002.p113. Dessiné par l'auteur.**

L'apport des usagers est dans le recueil des informations et la confrontation des esquisses. La notion d'absolu dans la prise de décision est absente, elle sera inspirée par la « gouvernance ».

Cette gouvernance est une forme de prés-acceptation du projet. L'assemblage des compétences se révèle une nécessité et elle-même une compétence qui sera préliminaire à la démarche.



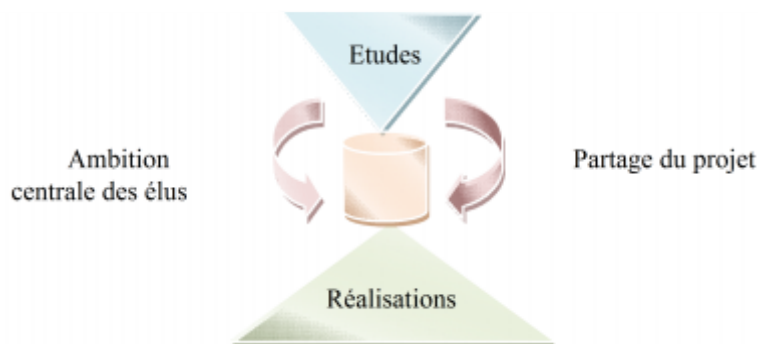
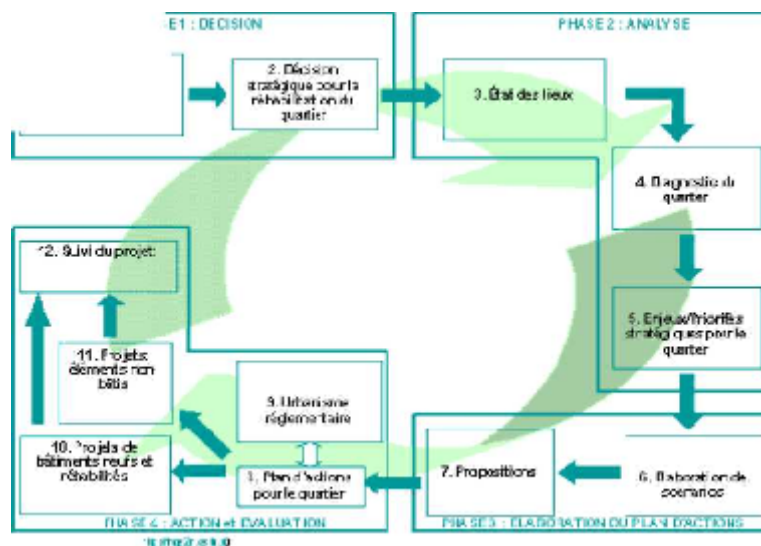


Figure 05 : Source : Carrefour P.U : Partage du P.U entre élus et population inespéré du document de : Jean-Pierre TETARD. La nécessaire reconquête du projet urbain harmattan2002.p113. (Dessiné par

Le projet urbain n'est pas une procédure réglementaire supplémentaire, c'est une démarche, une méthode de travail, un outil stratégique. Il s'applique à tout ou partie d'un territoire, mais son efficacité est aussi une résultante de l'attachement à la pertinence du circonscrit, du pragmatisme, prôné pour servir les commandements du développement urbain durable.



## CONCLUSION

Le projet urbain est toujours lié à un contexte et s'exprime de manières variées : schéma stratégique à grande échelle, politique d'espaces publics, de l'architecture, des paysages, de l'environnement naturel, de la mise en valeur du patrimoine, l'utilisation économique de l'espace tout en garantissant le fonctionnement des infrastructures ainsi que des réseaux de transport, et de distribution. Le projet urbain organise un territoire afin d'améliorer l'usage, la dynamique, économique, culturelle, et les relations sociales et d'assurer la sécurité des usagers. Il met un accent fort sur la qualité du cadre de vie urbain à travers des équipements ou aménagement d'espaces publics majeurs, intégrant le travail sur les formes urbaines et le paysage et notamment sur les risques majeurs, catégories absentes de l'urbanisme de la génération précédente, tout en servant les enjeux du développement durable et en assurant la sécurisation de nos œuvres et ouvrages contre les risques majeurs surtout difficile à prévenir notamment séismique.

La transversalité qu'offre la démarche « projet urbain » permet l'adoption d'une logique de projet et sa maturation rapide, qui donne une grande ouverture afin de mieux soutenir la mise en valeur du cadre de vie et la préservation de l'environnement. Il s'agit donc de la mise en place de moyens et d'outils d'évaluation, projetant des orientations stratégiques viables et soutenables, dans des conditions propices à un débat de société sur un territoire. La démarche "Projet Urbain " avec ses (acteurs, échelles, actions, outils, principes, objectifs et enjeux)

supposait la participation active de tous les acteurs urbains, s'impose comme alternative urbaine adéquate et incontournable, capable à prendre en charges les quêtes légitimes de l'urbain de l'échelle du quartier à celle de la ville, fondamentalement la sécurité et la protection des usagers, à savoir le développement des systèmes constructifs antisismiques dans la logique DD.

Autrement dit, le projet urbain est une démarche (4.1) interdisciplinaire intersectorielle, interinstitutionnelle et interterritoriale visant au développement intégral d'un territoire urbain donné au travers de plusieurs "sous-projets". S'adresse aux experts des différentes disciplines concernées, valorise les partenariats entre le public et le privé, entre le social et le spatial.

## Références et Bibliographie

---

- [1] A titre d'exemple, on n'attendra pas systématiquement d'avoir abouti et formalisé le projet urbain pour rassembler des opérateurs potentiels de sa mise en œuvre (ou des acteurs porteurs de projets particuliers notamment dans les quartiers existants), lesquels auront contribué sinon à l'élaboration du contenu-programme du moins à sa « validation » opérationnelle.
- [2] Alain Avitabile . La mise en scène du projet urbain P118, éditions Harmattan Paris 2005
- [4] *In* mémoire de magister en architecture et environnement. Djaballah Ahmed. EPAU. 2007. p27
- [5] D. Pinson ,03/2000
- [6] <http://www.are.admin.ch/are/fr/raum/projeturbain>
- [7] Avitabile. A. Id. P,143.
- [8] Ministère de l'équipement, du logement et des transports. Projet urbain dans les grands ensembles. L'intégration du quartier dans la ville. P.11.Séminaire de Strasbourg.1991.
- [9] Alain Hayot et André Sauvage. le projet urbain enjeux, expérimentations et professions. Editions la villette paris2000
- [10] ANTOINE B, JEAN MARIE H, (1999), « villes et croissances théories, modèles, perspectives » édition Anthropos, Paris
- [11] ASCHER F. Les ambiguïtés porteuses de la notion de projet urbain. Paris(1992),
- [12] BASSANO Michel et autres. Métropolisation, crise écologique et développement durable. Ed science, technique et société. Lausanne 2000.
- [13] Bourg « Le développement urbain durable exige un changement de civilisation », in revue Urbanisme, N° 324, mai-juin 2002.
- [14] Bouinot.J, Bermils.B. La gestion stratégique des villes. A. Colin. Paris 1995.
- [15] CHARRE A. (Sous la direction de) (2001). Les Nouvelles conditions du Projet urbain : Critique et méthodes, Coll. Urbanisme, Mardaga.
- [16] CLAUDE Chaline . les risques urbains. Collection ARMANO COLIN. Paris 2002
- [17] Da Cunha (Antonio), « Développement urbain durable, éco-urbanisme et projet urbain », in Da Cunha (Antonio), Leresche (Jean-Philippe), Knoepfel (Peter), Nahrath (Stéphane),
- [18] Gaudin Jean-Pierre, « Desseins de villes, Art urbain et Urbanisme », L'Harmattan, Paris, 1991.
- [19] FREBAUT Jean. La maîtrise d'ouvrage urbaine. Ed, Le moniteur, paris 2006 .
- [20] Jean-Pierre TETARD. La nécessaire reconquête du projet urbain. Editions l'harmattan paris 2002
- [21] JEAN Hetzel : haute qualité environnementale du cadre bâti. édition AFNOR Ile de france2003.P.291.
- [22] HAYOT, A, et, SAUVAGE,A (2000), « le projet urbain, enjeux et expérimentations et professions », Ed DE LA VILLETTE, Paris.
- [23] MASBOUNGI A et autres. "penser la ville par le paysage", La Villette, Paris 2001.

## VERS UNE METHODOLOGIE D'ASSISTANCE A LA CONCEPTION ARCHITECTURALE EN SYMBIOSE AVEC LE RISQUE SISMIQUE

BEN ABD ELFATTAH MED<sup>1</sup>, KEHILA YUCEF<sup>2</sup>

<sup>1</sup> I DEPARTEMENT ARCHITECTURE -UNIVERSITE DE BISKRA, ATARCHIMED@GMAIL.COM

<sup>2</sup> LABORATOIRE ARCHITECTURE ET ENVIRONNEMENT - LAE – EPAU, KEHILAYUCEF@YAHOO.FR

### Thème N° 12 : Architecture parasismique

#### Résumé

*Tout au long de l'histoire, les individus ont toujours recherché la sécurité qui fait partie des besoins fondamentaux des hommes, et la satisfaction de ce besoin nous assure un épanouissement et un équilibre social. Ils ont toujours recherché de nouvelles façons de construire de meilleurs abris plus rapidement. Le défi est de trouver une solution qui soit à la fois résistante au temps et présente un maximum de sécurité et de confort.*

*Parmi les menaces qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre, qui sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées qui entraîne souvent, des pertes en vies humaines inestimables. Ces pertes sont beaucoup plus liées à la vulnérabilité des constructions aggravée par les choix incorrects ou erreurs adoptés par le concepteur de projet, raison pour laquelle une démarche globale de conception architecturale parasismique doit être mise en place.*

*L'objet de présent article est de Définir une manière de prendre en compte les différentes approches et stratégies de prévention au séisme, pour les rendre opératoire et interprétable dans le processus de conception du projet architectural.*

**Mots –Clés :** Risque sismique, vulnérabilité, processus de conception, architecture parasismique, assistance à la conception.

### 1. INTRODUCTION

Le nord de notre pays a connu dans le passé et connaît toujours une activité sismique dense ayant souvent des effets dévastateurs sur les personnes et leurs biens, à l'instar du séisme du 21 mai 2003 d'Alger- Boumerdès qui a troublé la zone la plus sensible du territoire national et y a laissé des traces marquantes sur notre patrimoine bâti et même les nouvelles constructions. L'ampleur du désastre est grande. Environ 2300 victimes et 5 milliards de dinars de dommages causés au parc immobilier[19]. Il est estimé que 98% des pertes en vies humaines sont le résultat direct de l'effondrement des constructions[16]. Ces tremblements de terre sont toujours produits, il s'en produira d'autres à l'avenir. Faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leurs dommages graves causés aux constructions ou leur effondrement total, aux villes et même à des régions entièrement exposées à ce risque, autrement dit de réduire le risque sismique.

Les caractéristiques d'un séisme, comme de toute force naturelle sont décrites par les réponses à cinq questions : Quelle est la cause du phénomène? Quand et Où se réalise-t-il? (dans les limites de possible), Qu'elle est l'intensité du phénomène ? Et quelles sont ses conséquences ? L'Homme étudie donc les phénomènes naturels, afin de prédire leurs caractéristiques et d'en prévenir et tenter d'éviter les dommages.

La prédiction du moment où va se réaliser un phénomène naturel surtout les séismes est complexe, voire toujours inaccessible à l'Homme. Les tremblements de terre sont en effet des aléas naturels, c'est-à-dire des phénomènes naturels dont la réalisation peut être connue en termes de probabilité. C'est la compréhension de ce phénomène naturel, réalisée par la recherche fondamentale en premier lieu, qui permet par la suite de prévenir les catastrophes.

### 2. LE CADRE REGLEMENTAIRE DE LA PROTECTION AU RISQUE SISMIQUE

Vu les caractéristique du séisme et à l'impossibilité actuel de le prévoir, la seule protection valable dans les zones sismiques nous parait bien que c'est la construction parasismique. Autrement dit, selon DAVIDOVICI V.(1999),la philosophie de la conception parasismique estde concevoir et de construire de la manière telle que, lors d'un séisme, le bâtiment même endommagé, ne s'effondre pas et nous offre la possibilité de sauver les vies humaines, sauvegarder les biens et les patrimoines et d'éviter une catastrophe technologique possible. Dans son ouvrage édité en 1996, Milan Z. a précisé que le premier code parasismique a été publié au début des années vingt au Japon, pays à forte sismicité. En Californie, un autre pays exposé à des séismes majeurs, dans lequel le premier code parasismique a vu le jour était en 1933. Toutefois,Il faut noter que les codes parasismiques ne fournissent pas de prescriptions détaillées couvrant tous les types de constructions ou toutes les situations de site que l'on peut rencontrer. Il nous semble aussi que l'expérience des concepteurs doit être aussi suffisante pour interpréter convenablement l'esprit des codes qui peut parfois conduire à un résultat contraire au résultat recherché dans le cas de la mauvaise interprétation[03].

D'après EL HOR A. (1994), l'ingénierie parasismique est née avec l'ingénieur Anglais John Milne en 1887 qui a proposé la méthode statique « Force H » et a fondé la première société sismologique du monde à Tokyo, au Japon, depuis, on note l'apparition de deux écoles traditionnelles, l'une au Japon et l'autre aux États-Unis d'Amérique qui préconisent des formes géométriquement simples ou découpées en formes simples au moyen de joints appelés de rupture[12].

En Algérie, la production des règlements de constructions parasismiques a fait l'objet d'une importante préoccupation des Pouvoirs publics pour la prise en compte du risque sismique depuis 1954 à la suite du tremblement de terre d'El Asnam (Orléansville). Cette préoccupation est illustrée par les nombreux dispositifs législatifs promulgués (lois : 04-20 , 90-29, 04-05, 01-20, 90-08, décrit exécutifs n0 91-75, décret n0 04-181), les cadres institutionnels fondés (CGS, CRAAG, CTC, CNERIB, LNHC), les amendements apportés aux codes parasismiques en particulier[03]. Ces dispositifs ont le mérite d'exister, cependant, toutes ces situations chaotiques en matière d'urbanisme et d'architecture, que nous observons aujourd'hui sont la conséquence de décisions et actions engagées sous le sceau de l'urgence dû à des priorités conjoncturelles; nonobstant l'objectif louable édicté par certains textes, il apparut que ce dispositif a induit une urbanisation porteuse de dangers pour les biens et les personnes[15]. L'absence des plans d'exposition aux risques et de protection contre les risques est significative du degré d'insouciance sur le terrain.

Malgré le fossé culturel entre l'architecte et le chercheur-scientifique, dans les domaines de la résistance des bâtiments, dû principalement aux caractéristiques de la formation de l'un et l'autre, ce qui rend difficile la communication entre les deux champs de performance, on constate toujours le manque des méthodes et outils destinés aux architectes en particulier pour les aider dans son activité de concevoir sans nécessité d'avoir recours à une connaissances pointue du génie parasismique durant la conception des projets pour prendre en pensée les exigences de sécurité et de prévention aux risques. Pourtant la prise en compte de la vulnérabilité offre en aval une opportunité certaine de limitation des effets des catastrophes sismiques. a troublé la zone la plus sensible du territoire national et y a laissé des traces marquantes sur notre patrimoine bâti et même les nouvelles constructions. L'ampleur du désastre est grande. Environ 2300 victimes et 5 milliards de dinars de dommages causés au parc immobilier[19].Il est estimé que 98% des pertes en vies humaines sont le résultat direct de l'effondrement des constructions[16]. Ces tremblements de terre sont toujours produits, il s'en produira d'autres à l'avenir. Faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leurs dommages graves causés aux constructions ou leur effondrement total, aux villes et même à des régions entièrement exposées à ce risque, autrement dit de réduire le risque sismique.

### **3. LE RISQUE SISMIQUE ET LA VULNERABILITE DES CONSTRUCTIONS**

La gestion du risque sismique passe d'abord par sa connaissance, et sa caractérisation. Si le séisme a été pendant longtemps synonyme de calamité, il est maintenant considéré comme un phénomène tout à fait naturel. Le coté catastrophique est plutôt lié à la gestion du risque par l'homme. De même depuis une rencontre internationale de l'UNDRO (United Nations Disaster Relief Office) en 1979, le concept de risque est clairement défini comme la probabilité de perte (en terme de vie humaine, de propriété, de bien production ...) dans un site déterminé, pendant un intervalle de temps défini d'exposition et sous l'action d'un séisme potentiellement sévère[24].

De son côté, législateur algérien définit la prévention des risques par la mise en œuvre de procédures et de règles visant à limiter la vulnérabilité des hommes et des biens aux aléas naturels y compris les aléas technologiques. Ces règles visent à prévenir et prendre en charge les effets des risques majeurs sur les établissements humains, leurs activités et leur environnement dans un objectif de préservation et de sécurisation du développement et du patrimoine des générations futures[22] qui est bien inscrit dans la logique du développement durable.

Les impacts produits par les séismes et les dépenses entraînées par les dommages corporels ou la mort de personnes appellent à la mise en place d'une politique de prévention aux échelles nationale, régionale et locale, permettant de réduire le risque sismique. D'autre part, réduire le risque c'est réduire la vulnérabilité des enjeux menacés et augmenté le degré de prise en charge, car à la différence des risques liés aux inondations par exemple, on ne peut pas, ou peu, pour les séismes, agir sur l'aléa, sauf de (fuir) construire dans des zones ont une activité sismique négligeable. Diminuer le risque sismique dans des zones exposée à des tremblements de Terre ne peut se faire donc qu'en diminuant la vulnérabilité, parce que l'aléa découle des contraintes de notre environnement naturel et ne peut être modifié[07]. Une construction parasismique n'est donc jamais et en aucun cas antisismique. D'après VERRHIEST G. et WINTER Th. (2007), Réduire le risque sismique implique trois actions à savoir :

- 1) Une identification des éléments exposés les plus vulnérables aux séismes ;
- 2) Une appropriation active du risque sismique ;
- 3) Le développement d'actions préventives et de surveillance.

L'architecte peut jouer son rôle par la conception des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre qui permettent de réduire la vulnérabilité des autres enjeux menacés (personnes, activités,...etc.), et par conséquence réduire le risque sismique qui est aggravé par l'augmentation de la vulnérabilité du cadre bâti et ces occupants. Un exemple significatif nous montre comment un aléa identique peut engendrer un risque différent. Le décembre 2003, trois séismes de même magnitude de 6.5 (Mw) à Taiwan, Californie et à Bam (Iran) :

- 1) Taiwan : 0 dommage, 0 victime ;
- 2) Californie : 0 dommage, 1 victime ;
- 3) Iran (Bam): 80% de la ville détruite, 38 000 victimes.[27]

Un exemple nous confirme que la réduction de la vulnérabilité des enjeux présente jusqu'à maintenant le seul domaine où on peut agir pour diminuer le risque sismique. En l'absence des enjeux vulnérables (construction et personnes), le risque est nul. C'est en adhérent à cette voie, qu'apparaissent les premiers fondements du second volet de l'article dans son abord de l'étude épistémologique du processus de conception, par lequel on va chercher la possibilité, la manière et le bon moment d'intégrer et de prendre en compte ce risque dans les phases conceptuelles du projet architecturale.

#### **4. LA CONCEPTION ARCHITECTURALE**

La conception architecturale est un domaine complexe. Elle est une activité durant laquelle les concepteurs manipulent des données nombreuses et hétérogènes. chaque décision prise par l'architecte a des répercussions sur plusieurs aspects à travers le processus de conception. Agrandir le niveau de transparence par exemple, procure plus d'éclairage, esthétique et une meilleure vue, mais en même temps, la présence de niveaux transparents et flexible est une cause très fréquente d'effondrement des bâtiments. De ce fait, le processus de conception se présente comme un processus non linéaire mais dynamique. La solution qui émerge est le résultat d'une démarche comportant de nombreux bouclages entre les registres de problèmes et les acteurs qui en assurent la résolution[26].

En se basant sur la définition du mot « conception » chez Philippe Boudon, nous constatons que la première phase de conception révèle l'existence de deux éléments : l'idée de départ ou générateur primaire (La « saute d'intuition » pour C. Alexander et la « boîte noire » pour J.C. Jones), et le processus (l'enchaînement des travaux) par lequel cette idée évolue, se développe et se transforme en un objet ayant le potentiel d'exister dans l'espace réelle. Le résultat de ce premier processus passe ensuite à une deuxième phase (la phase de production) qui mènent à l'élaboration des détails d'exécution et la construction finale.

D'après Pierre Fernandez, le caractère majeur qui rend difficile de modéliser ce processus réside dans la diversité des modes d'élaboration du projet. Cette diversité se traduit par des façons différentes de concilier la part objective de la conception (programme, site, réglementation,...), et sa part subjective (composition, référence,...) »[13].

La qualité complexe et itérative de la conception architecturale est décrite par Édith Girard : « L'architecte doit, à la fois inventer et contrôler en permanence la manière dont il invente, en sachant précisément où il en est dans l'évolution de son projet, par quelles étapes il est passé, en gardant présent à l'esprit les principales bifurcations de son itinéraire et le chemin qui lui reste à parcourir. ».

Ajoutant à ça, la diversité d'approches à suivre, l'imprécision de la demande ce sont les principaux caractères qui mettent le concepteur dans une position particulière qui libère l'espace de créativité et génère des approches multiples. Elle ne relève ni la rationalité pure, ni de l'intuition pure, et par des dosages différents de ces variables, tout semble indiquer qu'il existe autant de modèles de conduite du processus de conception architecturale que l'architectes[13].

D'autre part, Celliers (1998) définit la conception architecturale comme un système complexe contenant un grand nombre de composants qui peuvent être simple et qui interagissent dans une dynamique favorisant l'échange de l'énergie et de l'information[30]. C'est le cas de la conception architecturale qu'actuellement plusieurs domaines la relèvent, tel que : l'acoustique, l'écologie, la science des matériaux, la mécanique des sols, le management du projet, la physique, la physiologie et la sociologie. Ces domaines sont très interconnectés, ce qui fait de la conception architecturale une activité très complexe. Pour faire face à cette complexité, plusieurs méthodes de conception ont été créées et mises en œuvre de manière opportuniste par le concepteur afin d'extérioriser le processus de conception.

## **5. PROPOSITION D'UNE METHODOLOGIE D'AIDE**

Certes, l'acte de concevoir est à la fois technique et sensible. Elle sollicite souvent une recherche d'idées et d'informations qui peuvent assister le concepteur dans l'élaboration de son projet. Cette idée a été développée par nombreux chercheurs et concepteurs, tel que Bignon, Halin, et Kacher S. dans leur article « A method to index images in the wooden architecture domain »[06], et dans sa thèse de doctorat[18] et autre..., ils expliquent que durant le processus de conception architecturale, le recours aux images (schémas, photos,... etc.) est essentiel. Ils considèrent que l'information transmise par l'image est plus facile à comprendre que celle transmise par le texte. Ceci résulte probablement du fait que l'image nécessite moins d'interprétations que le texte. L'image présente aussi des informations qui peuvent être directement intégrées dans le corpus des idées, des contraintes ou encore des solutions d'un projet.

Le processus d'élaboration du projet architectural est considéré comme une chaîne composée de plusieurs couples de formulations problème/solution dont chacun fait appelle à des représentations spécifiques. Le besoin de représentations est une nécessité qui se manifeste au niveau de l'articulation dynamique de ce couple. Elle donne la possibilité d'exprimer l'idée du projet que l'on souhaite réaliser, et de le communiquer. C'est une étape indispensable à laquelle a recours le concepteur durant les phases d'élaboration du projet. En architecture la représentation peut s'envisager comme un outil d'études permettant de simuler les différentes hypothèses, un moyen d'anticipation, de description, d'information, de concertation, d'aide à la décision, de contrôle et de validation durant le processus d'élaboration du projet architectural, et aussi un outil de communication vers un public non spécialisé.

Et comme le souligne Denis (1989, p.21) : « Il y a activité de représentation lorsqu'un objet ou lorsque les éléments d'un ensemble d'objets se trouvent exprimés, traduits, figurés, sous la forme d'un nouvel ensemble d'éléments, et qu'une correspondance systématique se trouve réalisée entre l'ensemble de départ et l'ensemble d'arrivée » [31].

L'image peut être distinguée selon deux niveaux : une représentation mentale ou graphique (physique) d'une idée ou d'un objet, apte à révéler les informations nécessaires à la progression du processus d'élaboration du projet architectural. L'image mentale désigne toutes représentations issues d'une perception antérieure permettent au concepteur, seul, de s'en servir comme référence pour l'élaboration du projet. Elle représente un ensemble plus vaste comprenant toutes les figurations et les références architecturales acquises par le biais de la formation et de l'expérience. À ce niveau, l'image participe directement et culturellement au mode de création et d'usage de l'architecture.

Autrement dit, l'image est ici celle qui soutient la création architecturale en amont et en aval du processus d'élaboration du projet architectural. Elle est vouée ici à l'avancement du projet et au soutien de ses intérêts d'ordre conceptuels, architecturaux et notamment économiques. Elle donne au concepteur, de même qu'aux différents acteurs (maître d'œuvre, maître d'ouvrage, etc.), un ensemble de références visuelles permettant à la fois de clarifier les différentes situations d'analyse et de développement du projet, mais aussi de stimuler la compréhension du résultat architectural. De plus, ce type d'image a non seulement pour but de refléter et transmettre l'information entre les différents acteurs de la conception, mais également de donner une illustration concrète à l'utilisateur pour qu'il puisse comprendre, sans équivoque, les relations formelles entre les différents éléments constituant le projet architectural [32], [33].

Dans son ouvrage «-théorie de l'information et perception esthétique » (1972), Abraham Moles révèle deux types d'information structurant la représentation architecturale; la première sémantique qui répond à la question : qu'est ce qu'il faut faire? Et la deuxième esthétique qui répond à la question : comment faut-il faire ?

Les références imagées se construisent en amont du travail de conception par une recherche cognitive à travers une analyse des dispositifs et procédés existants. Ces références ne sont pas entendues comme un ensemble d'images seulement visuelles. Ils participent à l'appréhension de la forme architecturale par différents niveaux typologiques et topologiques ainsi que par un ensemble de concepts qui peuvent élargir la créativité architecturale[04].

L'analyse morphologique constitue un exercice clef dans le programme d'initiation du projet d'architecture et pour la constitution des références architecturales, ainsi la méthodologie proposée ici est basée sur cette idée, à savoir qu'une analyse morphologique interroge un certain nombre de références issues des exemples d'architecture parasismique. Les études montrent le besoin de pré-structurer la conception grâce à une mémoire architecturale qui rassemble, sélectionne et classe les solutions déjà développées proches du problème rencontré. Pour cela, nous avons opté pour une démarche formulée à travers des concepts tangibles véhiculant des connaissances physiques et architecturales et qui guideront notre proposition de mémoire visuelle (bibliothèque de formes parasismiques, thésaurus parasismique imagé,...).

Parmi les avantages du développement d'une mémoire de modèles et références parasismiques imagées nous citons :

1. Ils se rattachent au modèle conjecture-analyse car ils développent des stéréotypes et des solutions prises comme références en architecture parasismique;
2. Cette forme de présentation permet son utilisation à toutes les situations (site, environnement construit,...) et selon une démarche claire et intelligible pour les architectes sans notions pointues de génie parasismique. Elle intervient même dans les phases précoces de conception et aide à la génération de la forme architecturale car l'architecte fait toujours appel aux références imagées pour avancer et alimenter leurs activités architecturales ;
3. Les références imagées, de par son caractère abstrait conceptuel peut aider l'architecte à générer une multitude de connaissances, de solutions et modèles possibles de génie parasismique du bâtiment peuvent enrichir la mémoire de l'architecte et sa créativité;
4. Ces modèles permettent une classification exhaustive des solutions logiques parasismiques en ayant des possibilités étendues de créativité architecturale et d'association de l'outil informatique;
5. Halin et al. (2007) ont identifié trois grandes fonctions différentes que l'image utilisée comme référence peut jouer en rapport avec les moments ou la situation du concepteur, à savoir:
  - ☞ L'image-idée : considérée comme un support à la recherche d'idées dans les phases amont de la conception par copie ou interprétation d'une image physique.
  - ☞ L'image-analogue : d'après Kacher (2005), le concepteur cherche et identifie des solutions par correspondance formelle entre l'image d'un ouvrage et la situation imaginée dans un projet.

- ☞ L'image-modèle : elle fonctionne comme modèle de l'ouvrage conçu. Aujourd'hui, cette fonction est supportée par les images de synthèses ou les images de réalité augmentée, qui est utilisée pour la communication du projet.

## **6. LA FORME ARCHITECTURALE ET LA REDUCTION DE VULNERABILITE DE BATIMENT**

L'action sismique subie par un bâtiment est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Les secousses du sol provoquent des oscillations forcées des constructions qui y sont fondées. Leur fréquence peut atteindre plusieurs cycles par seconde. Lorsque le tremblement de terre s'arrête, les mouvements cycliques des constructions se poursuivent sous forme d'oscillations libres jusqu'à leur amortissement complet. Leur période T, appelée période propre, reste à peu près constante[29]. La limitation des effets de l'action sismique peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol, cela ce faite en premier lieu par l'établissement d'une conception architecturale intrinsèquement parasismique qui permet de minimiser, voir de supprimer l'amplification des accélérations par la construction, d'où un surcoût faible ou nul. D'une manière générale, deux stratégies possible à appliquer pour limiter les effets de l'action sismique sur le bâtiment :

- A. La stratégie de minimiser l'action sur la structure : Une bonne approche de la conception serait donc, de s'efforcer de minimiser les risques d'amplification, en jouant sur la forme en fonction des caractéristiques du sol. Cette démarche est souvent possible en appliquant les principes de base de conception suivante :
- ✓ minimiser les charges sismiques ;
  - ✓ minimiser l'énergie cinétique communiquée à la construction.

Donc, minimiser l'action sismique convient de minimiser les masses et les accélérations  $F = m \cdot a$  (2ème loi de Newton).

- B. La stratégie de maximiser la capacité de « réaction » de la structure :

Pour augmenter la capacité de réaction de la structure pour ne pas s'effondrer lorsque leurs déformations atteignent une ampleur qu'elle ne parvient pas à tolérer, on doit :

- ✓ rechercher à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie et à la restituer:

Les constructions stockent l'énergie grâce à leurs déformations élastiques, « à leur souplesse », à la manière d'un ressort. L'énergie stockée, appelée énergie de déformation élastique, est restituée en cas de suppression des charges puisque la construction revient à l'état non déformé[29].

- ✓ rechercher à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie:

Les mécanismes de dissipation d'énergie par les constructions pendant leurs oscillations sont divers. D'après M. Zacek 1996, il les classe en quatre catégories : réflexion vers le milieu environnant, frottement dans les joints ou dans les fissures, amortissement interne des matériaux, appelé aussi amortissement structural et fissuration ou rupture d'éléments constructifs.

- ✓ rechercher à favoriser la résistance mécanique:

Maximiser la capacité des constructions à réagir vis-à-vis les sollicitations sismiques convient de favoriser la résistance mécanique en optimisant la capacité des constructions à stocker et/ou dissiper de l'énergie.

## **7. CONCLUSION**

D'une manière générale, En qualité d'architecte, Il faut toujours garder présent à l'esprit qu'on doit concevoir des formes aussi ductile qui offre aux bâtiments l'aptitude de se déformer sans ruptures et "digérer" l'énergie transmise à la construction par la secousse sismique. A la ductilité s'oppose la fragilité qui correspond à une rupture brutale avec peu de déformation. De façon imagée, il existe deux types de solutions pour une construction parasismique à savoir[25]:



- le chêne :Grâce à la cohésion et la solidité offert au bâtiment qui lui donne une certaine rigidité pour ne pas se désintégrer.

- le roseau :Il plie mais ne rompt pas grâce à son élasticité.

Dans ce cas, l'acte de concevoir une forme parasismique est aussi difficile, parce que même le cas des constructions trop souples qui peuvent se déformer d'une façon telle que, même pourvue d'une capacité suffisante de résistance produit la rupture, qui rend la tâche de concepteur est de trouver un compromis pour obtenir la combinaison optimale entre la résistance et la déformabilité, ce qui n'est pas chose facile[25].

Alors, la forme architecturale est incontestablement l'un des éléments architectoniques les plus importants dans la stabilité du bâtiment. Les impératifs de conception parasismique peuvent paraître, lors d'un premier examen, comme une contrainte architecturalement appauvrissant. En effet, dans les régions sismiques, on devrait rechercher des forme de bâtiment aussi simples et symétriques que possible, tant en plan qu'en élévation. Des nombreuses réalisations réussies sur le plan esthétique prouvent toutefois qu'une architecture parasismique de qualité est possible. Donc, au-delà de l'aspect "comportement mécanique" en intégrant les préoccupations parasismiques dans l'intention architecturale, il est possible d'utiliser le concept parasismique en tant qu'élément d'expression architecturale.

Généralement il faut retenir que l'incidence de la conception parasismique de construction se situe à trois niveaux. Elle permet de :

Minimiser les amplitudes d'oscillation du bâtiment et par là les charges sismiques;

Créer de bonnes conditions de résistance en limitant les concentrations d'efforts;

Minimiser le coût de la protection parasismique.

A partir de notre investigation, nous retenons les conclusions suivantes :

Tout d'abord, nous ne pouvons procéder à une bonne intégration des préoccupations parasismiques dans la conception architecturale sans posséder les connaissances de base précitées. Ainsi, la connaissance des différentes stratégies de conception parasismique et les principes qui en découlent nous paraît indispensable dans une méthodologie d'aide à la conception architecturale parasismique.

Nous constatons aussi que l'art de concevoir parasismique en architecture n'est pas une science exacte, c'est plutôt un champ d'application de connaissances d'expériences, de retour d'informations post-catastrophe et d'expérimentation des erreurs. Il est un domaine très complexe. Il demande de prendre en compte une somme de facteurs à gérer simultanément : l'historique du lieu, le où les types de menaces, la destination finale de l'ouvrage à projeter et à exécuter, la nature des sols, la typologie de la construction, le choix des matériaux et systèmes constructifs, l'aspect architectural ...etc.

Après analyse, nous avons constaté que la plus part de solutions architecturales parasismiques sont stéréotypées, ce qui nous offre la possibilité de les cataloguer et de les répertorier selon des logiques structurelles et formelles qui facilitent leur maîtrise par l'architecte. Ce caractère nous permet de proposer un outil d'aide destiné aux architectes et qui utilise la notion de stéréotype, les solutions prise comme des références à l'architecte pour alimenter sa base de connaissance technique et scientifique et, de simplifier l'information et de la rendre accessible et mieux maîtrisable durant le processus de conception architecturale. Un outil vise à la fois de mettre en valeur le patrimoine bâti des précédents bâtis dits parasismiques et de préserver et faire transmettre le savoir faire aux générations à venir.

### **Bibliographie**

[1] AFPS, (2004), guide de la conception parasismique des bâtiments, Ed. Eyrolles.

[2] ALEXANDER, Christopher. (1971), De la synthèse de forme, essai. Dunad, paris.

[3] BEN ABD ELFATTAH M. (2010), Contribution méthodologique : L'intégration des exigences parasismiques architecturale dans le processus de conception du projet architectural, mémoire de magistère, école polytechnique d'architecture et d'urbanisme d'Alger EPAU.

- [4] BEN DRIDI H, L. (2001), les référents formels dans le processus de conception. L'appréhension de l'espace par typologie, in "conception architecturale", sauvage, A. et Cheikhrouhou, A. (sous la dir.). Ecole d'architecture de Marseille.
- [5] BESACIER G., La prise en compte du risque sismique dans les constructions. Architecte-IngénieurConseilIndépendant.
- [6] BIGNON J.-C., HALIN G., KACHER S. (2004), "A method to index images in the wooden architecture domain, Terms hierarchy and weight given to terms." 7th International Conference on Design & Decision Support Systems in Architecture and Urban Planning, Netherlands, juillet.
- [7] CHEBANCE M. Rapport de Recherche Bibliographique Les méthodologies d'évaluation de l'aléa sismique, période 1995-2001.
- [8] CHRISTOPHER JONES. (1966), design methods compared, 1 strategie 2 Tactic, Design.
- [9] CHRISTOPHER JONES. (1980), design methods, seeds of human futures, john Wiley and sons, New York.
- [10] DAVIDOVICI V. (1999), la construction en zone sismique, ed. la moniteur.
- [11] DJAFI F. (2005), L'apport du réalisme visuel à la représentation de l'image de synthèse dans un contexte de conception architecturale assistée par ordinateur (CAAO), Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval QUÉBEC, Dans le cadre du programme de maîtrise en sciences de l'architecture.
- [12] EL HOR A. (1994), le parasismique vers une meilleure sécurité et plus d'économie, Rotary club Agadir vallée du Souss, Année rotarienne 1993-1994.
- [13] FERNANDEZ P. (1996), Stratégie d'intégration de la composante énergétique dans la pédagogie du projet d'architecture, thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris.
- [14] FERNENDEZ P., « modalités d'intégration des contraintes énergétiques dans le processus de conception », 3ème rencontre des doctorants des écoles d'architecture -Toulouse 23 et 24 Mai 1996.
- [15] FERNINI-HAFIF A. (2008), Evaluation méthodologique de la vulnérabilité urbaine face aux risques majeurs naturels, Epau, mémoire de magistère en architecture et environnement.
- [16] FOUFA Amina. (2001), la vulnérabilité sismique du patrimoine bâti et le future urbain des grandes villes Algériennes, séminaire international « enseignement et pratique de l'architecture, quelles perspectives ? » Epau, Alger du 23 au 26 Avril 2001, pp224-229.
- [17] GUILLERME L., les configurations référentielles, les cahiers de la recherche architecturale no42/43.p37.
- [18] KACHER S. (2005), " proposition d'une méthode de référencement d'images pour assister la conception architecturale : Application à la recherche d'ouvrages.", thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine Discipline : Sciences de l'architecture , 237p
- [19] KEDROUSSI B. (2007), Directeur Agence Tlemcen – CTC-OUEST- «Séisme d'Alger / Boumerdès du 21 Mai 2003"Analyses et commentaires"», Journée technique sur« La qualité et la durée de vie des ouvrages : vers des bétons de hautes performances »Université Saad Dahleb, Blida, 30 Avril 2007.
- [20] LAWSON B. (1990), How design in mind, Oxford, Butterworth.
- [21] Le dictionnaire « Le Petit Larousse illustré ».
- [22] Loi N0 04-20, du 25/12/2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable.
- [23] MASLOW Abraham(1980-1970), psychologue américain disponible sur internet. Adresse : [www.quesaco.org/etude/etude-pyramide-maslow.php](http://www.quesaco.org/etude/etude-pyramide-maslow.php).
- [24] NOUACE Zoubeïr, Extraits de cours sur le séisme et conception du bâtiment, G/Université Saad Dahleb BLIDA, 2005/2006.
- [25] Rapport de l'office parlementaire d'évaluation des choix scientifique et technologiques sur les techniques de prévision et de prévention des risques naturels séismes et mouvement du terrain, tome 1 : conclusions du rapporteur, titre Ii - les séismes et le risque sismique, disponible sur internet : [www.assemblee-nationale.fr](http://www.assemblee-nationale.fr) , consulter le 10-06-2008.
- [26] PROST R. (2007), conception architecturale une investigation méthodologique, l'Harmattan, 1992, p166.
- [27] VERRHIEST G. et WINTER Th., Séisme, Aléa Sismique, Vulnérabilité Sismique et Risque Sismique, journée d'étude, CETE Méditerranée – BRGM, 1er février 2007, p79.
- [28] ZACEK M. facteurs favorisant la résistance des constructions aux séismes, DPEA Construction parasismique.

- [29] ZACEK M. (1996), construire parasismique, risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation, éditions parenthèses.
- [30] CELLIERS P. (1998), complexity and postmodernism, Rout Ledge, London (UK).
- [31] DENIS, M. (1989), Image et cognition, Paris : Presses universitaires de France.
- [32] BRET, M. (1988), Image de synthèse : méthodes et algorithmes pour la réalisation d'images numériques, St-Jean/Richelieu : Bo-Pré; Paris : Dunod.
- [33] JUNGSMANN, J. P. (1996), L'image en architecture : de la représentation et de son empreinte utopique, Paris : Éditions de la Villette.

## L'ARCHITECTURE PARASISMIQUE, UNE ALTERNATIVE DE PREVENTION SISMIQUE

Samia Rebouh<sup>1</sup>, Khadidja Boughazi<sup>2</sup>, Imène Adimi<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Doctorante, université Constantine III. [andi.samia@hotmail.fr](mailto:andi.samia@hotmail.fr)

<sup>2</sup>Doctorante, université Constantine III. [boughazikhadidja@yahoo.fr](mailto:boughazikhadidja@yahoo.fr)

<sup>3</sup>Doctorante, université Sétif I. [adimimane@gmail.com](mailto:adimimane@gmail.com)

### Thème N° 12: Architecture parasismique

#### Résumé :

*Les séismes peuvent soumettre les bâtiments à des efforts énormes et provoquer leur ruine, ainsi que la mise en danger des habitants. Le but de la réglementation est d'assurer la protection des vies humaines en cas de séisme, de limiter les dommages aux bâtiments et de garder opérationnelles les structures importantes pour la protection civile. Toutefois, la nature aléatoire des séismes et les hypothèses techniques nécessairement simplifiées font que, si on se limite strictement à l'application des normes, la réalisation de ces objectifs n'est possible que partiellement. Les normes sont appliquées sur un projet dont l'architecture a déjà été déterminée et peut être défavorable à la résistance aux séismes. Or cette résistance n'est pas uniquement une affaire de calcul ou d'études d'ingénierie. Le comportement dynamique des constructions est déterminé essentiellement par leur architecture qui, elle, n'est pas réglementée. Lorsqu'elle est favorable, elle confère aux ouvrages une réserve de résistance vis-à-vis des séismes d'une intensité supérieure à celle prise en compte dans le calcul et permet d'optimiser le coût de la protection réglementaire. L'économie obtenue peut être sensible. Une architecture parasismique s'inscrit ainsi dans la démarche du développement durable, car elle permet de prévenir les réparations lourdes ou la démolition des constructions économiquement irréparables, situation admise par la réglementation dans le cas des séismes violents.*

*Mots clés : Risque sismique, architecture parasismique, prévention, règlement parasismique, développement durable*

#### INTRODUCTION

Il est absolument nécessaire d'insister sur le fait qu'actuellement, en 2013, il est impossible scientifiquement de prévoir à court terme l'occurrence d'un tremblement de terre. Aucun sismologue sérieux, spécialiste de cette question à travers le monde, dans des pays de forte sismicité (Japon, Californie, Chine, Russie, Nouvelle-Zélande, Grèce, Italie, Maghreb,...) n'envisage, à l'heure actuelle, de prévoir un séisme en un lieu donné, à une date précise proche, par exemple au cours du mois prochain. Il est donc indispensable, si l'on veut réduire significativement la vulnérabilité et donc le risque sismique, de porter tous les efforts sur la PREVENTION. Cependant l'effort de réduction du risque sismique doit être mené sur plusieurs fronts, souvent indépendants : Urbanisme et construction neuve, Réhabilitation parasismique du parc immobilier existant et consolidation des terrains dont la stabilité risque d'être compromise par des mouvements sismiques.

Les acteurs de la prévention du risque sismique, et, en premier lieu, les collectivités territoriales, ont un rôle essentiel à jouer. L'objectif est d'amener les populations à acquérir une culture du risque sismique, ainsi qu'à intégrer, dans leurs décisions, les choix qui permettront une réduction globale de la vulnérabilité de nos sociétés face aux séismes.

La prise en compte de ce risque fait évoluer la réglementation parasismique. Les communes soumises à l'obligation de respecter les normes parasismiques sont désormais plus fois nombreuses. Cependant, la protection réglementaire a ses limites. Cependant il est possible d'aller plus loin en optant pour une architecture et un urbanisme "parasismiques", qui s'inscrivent dans la démarche du développement durable. Dans cet article nous fournissons un guide de la protection parasismique à l'échelle d'un bâtiment. La conception parasismique des bâtiments étant très peu enseignée dans les écoles d'architecture, nous souhaitons que la présente communication puisse aider à combler cette lacune. En effet, L'absence de formation des concepteurs de projets à la construction parasismique n'est donc pas défendable. Ils ont pour mission de réaliser pour leurs clients des ouvrages fonctionnels et sûrs. L'architecte peut donc jouer un rôle important dans la protection des bâtiments

contre les effets des séismes. Il est de son intérêt d'acquérir cette compétence, de la revendiquer et de la faire valoir.

## 1. LA PRISE EN CHARGE DU RISQUE SISMIQUE POUR LES BATIMENTS NEUFS DES LA CONCEPTION :

Lors des séismes, les constructions subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsion, provoquées par des mouvements du sol d'assise. Il n'existe pas de "charges sismiques" à proprement parler bien que, pour les besoins du calcul, des forces d'inertie soient associées aux déformations imposées à l'ouvrage.

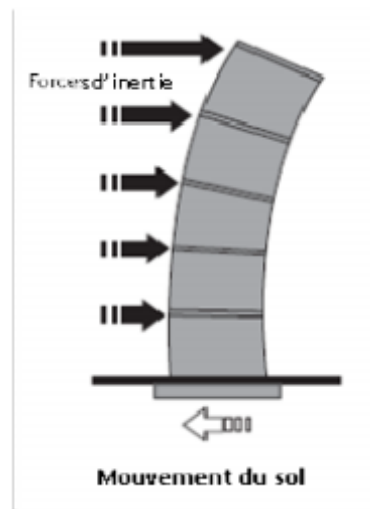


Figure 1 : Forces d'inertie constituant des charges sismiques

Source : Revue, construction moderne, N° : 132, Avril 2009

La tenue des constructions aux séismes ne repose pas sur leur seul dimensionnement mais plus largement sur un comportement dynamique favorable, résultat d'une conception d'ensemble judicieuse (Construction moderne 2009) [1]. Ce comportement dépend de l'architecture du système porteur, elle-même étroitement liée à la forme du bâtiment, à la disposition des éléments lourds et rigides, ainsi qu'au choix du matériau de structure.

### 1.1. Appliquer les principes généraux de conception :

Pour revenir uniquement à l'aspect conceptuel de la mitigation du risque sismique, prenant les quelques exemples schématiques suivants qui relèvent tous de l'ignorance conceptuelle bien plus que de l'ingénierie (B. WELIACHEW 2003) [2].

- Formation d'un étage souple au rez-de-chaussée :

Ce cas est très courant en Algérie. Pour des raisons fonctionnelles, on ajoute le rez-de-chaussée (commerce, parking, atelier, etc....) sans pour autant se soucier de la fragilisation de la base de répartition verticale des masses de la rigidité.

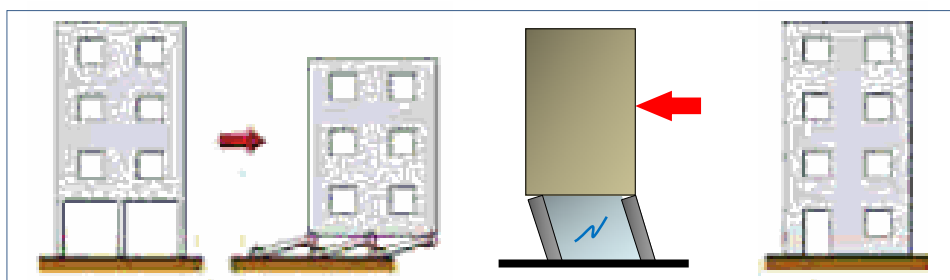


Figure 1 : Formation d'un étage souple au rez-de-chaussée

Source : Dr Boris Weliachew ; Quand l'Algérie tremble, sensibilisation à la mitigation des risques majeurs <http://books.google.fr/>

- L'effet mille-feuille :

Ce second cas est également classique et malheureusement l'un des plus meurtriers. Les éléments verticaux sont sous-dimensionnés par rapport à des planchers beaucoup trop lourds provoquant ce que l'on nomme l'effet mille-feuille avec de pertes de l'ensemble des niveaux et équipements des planchers les uns sur les autres.

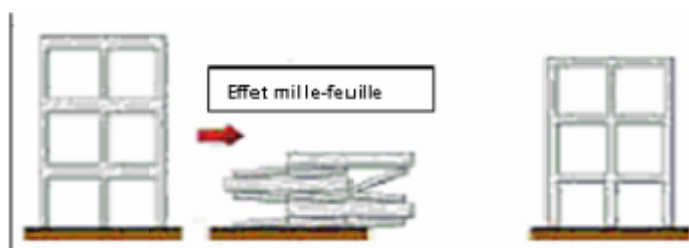
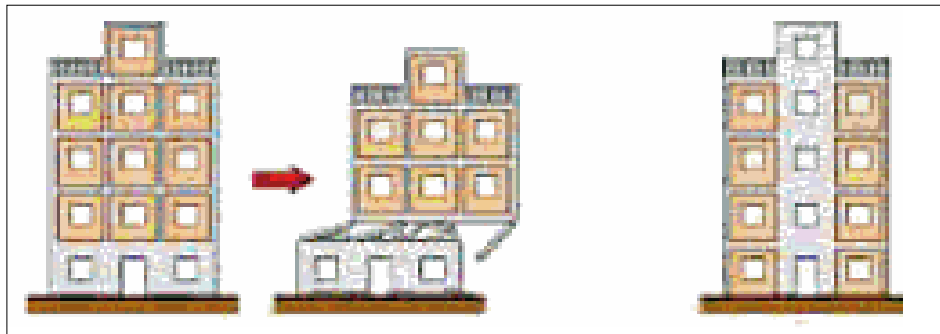


Figure 2 : L'effet mille-feuille

Source : Dr Boris Weliachew ; Quand l'Algérie tremble, sensibilisation à la mitigation des risques majeurs <http://books.google.fr/>

- Rez-de-chaussée trop rigide :

Dans ce cas-là est la trop grande rigidité du rez-de-chaussée comparé aux autres niveaux qui reporte la majorité des efforts de cisaillement au niveau supérieur. Cette erreur conceptuelle est par trop classique et est basée sur la fausse idée populaire qui voudrait qu'en rigidifiant à outrance le rez-de-chaussée, on protège la structure entière. Les renforcements entrepris, en Algérie lors du dernier séisme de 2003 pour la Zone d'Alger et Boumerdès sont hélas dans ce genre.



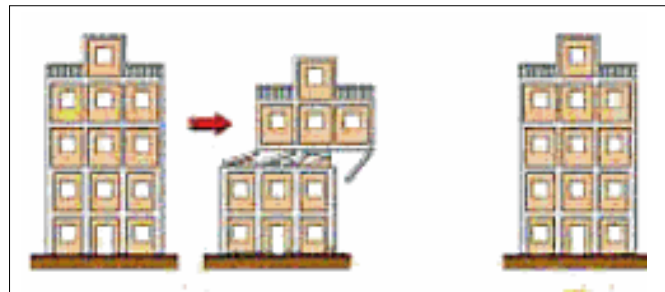
**Figure 3 :** Rez-de-chaussée trop rigide

Source : Dr Boris Weliachew ; *Quand l'Algérie tremble, sensibilisation la mitigation des risques majeurs* <http://books.google.fr/>

- Variation brutale de résistance à partir d'un niveau particulier :

Car très largement observé lors du séisme de Kobe (Japon 1995) où un changement brutal dans la continuité de la structure à un niveau donné provoque une fragilisation accrue à ce même niveau.

La continuité structurelle verticale est primordiale à la bonne résistance de l'ensemble. On rejoint plus ou moins le cas précédent mais un niveau différent. La variation de la résistance verticale doit toujours se faire le plus progressivement possible.



**Figure 4 :** variation brutal de la structure à un niveau donné.

Source : Dr Boris Weliachew ; *Quand l'Algérie tremble, sensibilisation à la mitigation des risques majeurs* <http://books.google.fr/>

- L'effet colonnes courtes :

Ici nous sommes dans le cas classique de l'effet colonnes courtes ( ou poteau courts), qui est dû au report de trop grands efforts sur des éléments verticaux de trop faible hauteur pour offrir une ductilité capable d'absorber les variations sans rupture. On assiste alors à une concentration de contraintes hors de proportion avec le dimensionnement de ces petits poteaux inaptes à présenter la moindre souplesse. C'est un cas de négligence conceptuelle très commun, le plus souvent issu de lacunes dans la formation des architectes au regard du désigne parasismique (Boris Weliachew 2003) [3].



**Figure 5 :** L'effet colonne courte

Source : Dr Boris Weliachew ; *Quand l'Algérie tremble, sensibilisation à la mitigation des risques majeurs* <http://books.google.fr/>

- Toiture trop lourde :

Ce cas est trop courant dans de nombreux désastres d'ordre sismique dans le monde. Au Japon, à Taiwan ou en Chine, il est le plus souvent dû au fait que ces pays sont très souvent menacés par des phénomènes atmosphériques violents (typhons, cyclones, etc...) Pour éviter de perdre la toiture de sa maison, on l'alourdit alors considérablement.



**Figure 6 :** Toiture trop lourde

Source : Dr Boris Weliachew ; *Quand l'Algérie tremble, sensibilisation à la mitigation des risques majeurs* <http://books.google.fr/>

## 2. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES :

- Prêter attention à l'implantation ainsi qu'à la qualité du sol : par exemple, construire sur un sol meuble présente des risques accrus.
- Chaîner toutes les fondations.
- Disposer dans chaque direction (longitudinale et transversale) deux murs de contreventement.
- Ils doivent être continus dans le plan vertical des fondations à la couverture et être situés le plus loin possible du milieu du plancher.
- Diminuer les masses situées en hauteur : les conséquences sismiques sont liées aux masses ; le risque augmente lorsque ces masses sont en hauteur.
- Il faut veiller à la symétrie relative des éléments de contreventement. Les concepteurs doivent être attentifs à ce point.



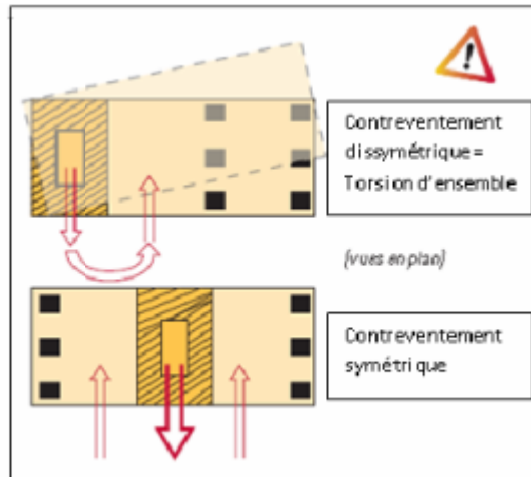


Figure 7 : Contreventement symétrique et asymétrique

- Si l'extension par adjonction d'un bâtiment est désolidarisée du bâtiment existant par un joint parasismique, la partie nouvellement créée sera dimensionnée parasismique selon les règles du neuf ( Agence qualité de construction 2011) [4].

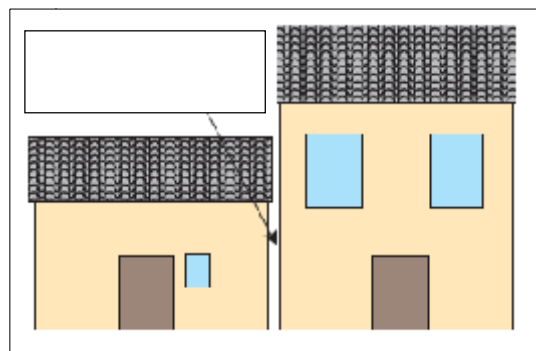


Figure 8 : joint parasismique

- Favoriser la superposition des ouvertures (en façade et à l'intérieur) : cette disposition favorise la continuité des descentes de charges.

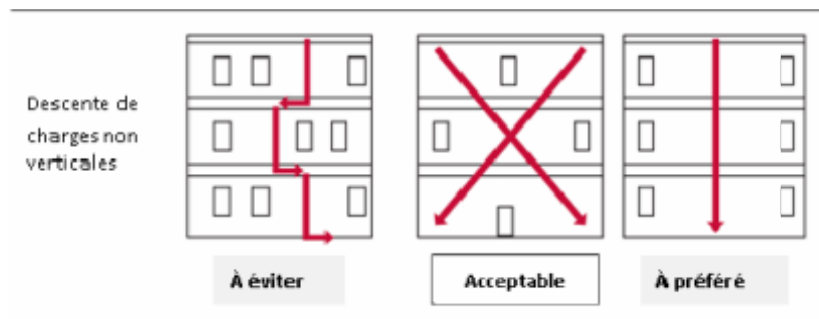
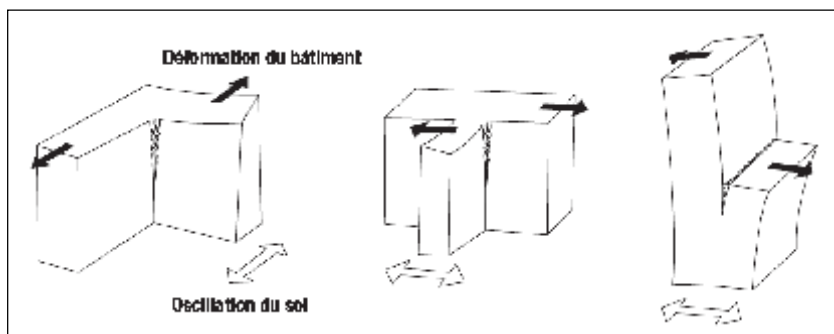


Figure 9 : Dispositifs pour la descente des charges verticales

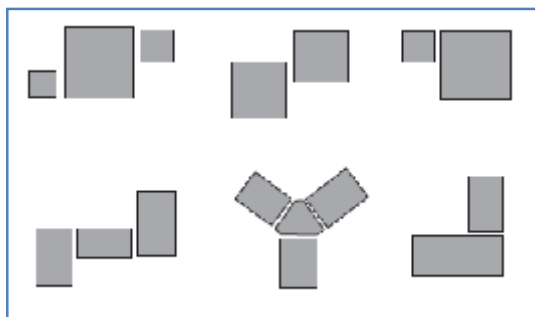
- Lorsque le plan du bâtiment est en forme de L, T ou X sans joints de dilatation ou de tassement, ou si l'ouvrage présente des étages en retrait, ses diverses parties oscillent de façon asynchrone. Des dommages importants apparaissent alors à la jonction des ailes ou de toutes autres parties présentant une rigidité différente (construction moderne 2009) [5].



**Figure 10 :** Oscillations asynchrones (différentielles) en plan et en élévation.

*Source : Revue, construction moderne, N° : 132, Avril 2009*

- Les formes irrégulières doivent être décomposées par des joints d'isolement pour obtenir des formes simples et favoriser la compacité du bâtiment. Dans ce cas, chaque élément doit être contreventé indépendamment. Les joints de construction doivent être entièrement vides et prévus avec une largeur à respecter (largeurs de 4 ou 6 cm minimum) [6].



**Figure 11 :** Fractionnement des bâtiments à configuration complexe par des joints parasismiques.

*Source : Revue, construction moderne, N° : 132, Avril 2009*

- Isolation parasismique: La construction est portée par des appareils d'appui de grande souplesse horizontale, appelés aussi "isolateurs". Les déformations provoquées par un séisme se concentrent alors au niveau des appuis, et la construction oscille comme une boîte quasiment rigide, donc sans dommages.

Le but est de préserver les vies humaines, même dans le cas d'un séisme majeur, quitte à devoir démolir ensuite certains bâtiments. Mais il est possible, dans tous les cas, de sauvegarder également les constructions en adoptant ainsi la démarche du développement durable. Pour cela, il est nécessaire de concevoir l'architecture de l'ouvrage de manière à minimiser l'impact des séismes, car c'est d'elle que dépend, pour un séisme donné, l'importance des oscillations.

### 3. UNE LOI POUR LA MAITRISE D'ŒUVRE ET DE LA RESPONSABILITE DANS LA CHAINE DE LA CONSTRUCTION

La question de la maîtrise d'œuvre dans le domaine de la construction et ses implications sur les professions réglementées, porte sur la responsabilité en matière de conception et de réalisation des ouvrages. L'encadrement juridique de cette maîtrise d'œuvre en bâtiment par arrêté interministériel de Mai 1988, a connu pour certains de ses segments la prise d'autres textes, à l'instar du décret législatif sur la production architecturale et l'exercice de la profession d'architecte et du décret portant agrément de l'ingénieur. Cependant, la responsabilité endossée par *l'article 554 du Code Civil* solidairement à l'architecte et à l'entrepreneur, disqualifie explicitement l'implication de l'ingénieur.

Cette situation a des répercussions sur les compétences mais également sur les modalités d'exercice de cette maîtrise d'œuvre. La clarification revendiquée dans ce domaine par les intervenants, concerne également le rôle du contrôleur et à un niveau moindre celui du laboratoire. La confusion qui règne aujourd'hui sur le terrain sur les compétences des uns et des autres, doit céder la place au développement de l'expertise et de l'assurance. C'est dans cet esprit que les exigences en matière de qualité de la construction pourront être garanties. Aussi, une importance particulière doit être accordée à la clarification des missions de maîtrise d'œuvre à refonder dans l'avant-projet de loi sur la concertation.

### 4. DEMARCHE D'UN PROJET PARASISMIQUE :

L'agression sismique n'accepte aucun compromis par rapport à la réglementation en vigueur. L'objectif final est la réalisation d'un bâtiment résistant à l'action sismique. L'agression sismique constitue un essai en vraie grandeur qui met un bâtiment à l'épreuve. Nous avons donc dépassé les phases de conception, de modélisation ou de simulation. Nous sommes dans la réalité. La qualité d'un bâtiment, jugée par son bon comportement à l'action sismique, est obtenue à partir d'un travail en équipe prenant en compte (ZACEK .M 2004) [7]

- le choix du bon site
- la conception architecturale ; collaboration étroite entre l'architecte et l'ingénieur
- l'analyse par calcul du comportement du bâtiment : hypothèse de base de génie civil, notes de calculs et plans d'exécution ; collaboration étroite entre l'ingénieur d'études et celui du bureau de contrôle
- la vérification et approbation par le bureau de contrôle des hypothèses, des notes de calculs et des plans d'exécution avant le début des travaux,
- l'examen de la possibilité de la mise en œuvre du ferrailage ; collaboration étroite entre l'ingénieur d'études et l'entreprise, alors que l'expertise des bâtiments sinistrés le 21 mai 2003 a donné accès à des plans de détails d'exécution sans que les armatures au droit des nœuds soient prévues (*constat développé en première partie chapitre II, analyse du séisme de Boumerdès-Alger 2003*).

La préparation de la fourniture d'un béton de qualité avant le début des travaux, globalement pour les chantiers visités ou les bâtiments examinés, alors qu'une médiocre qualité du béton utilisé a été relevée pour les mêmes bâtiments sinistrés. L'approbation par le bureau de contrôle de la bonne disposition des armatures avant bétonnage ; collaboration étroite entre le bureau d'études, de contrôle et de l'entreprise. La mise en œuvre d'armatures et du béton ; autocontrôle de l'entreprise et contrôle continu de l'organisme de contrôle externe. C'est toute cette démarche qu'il faut imposer à tous les acteurs de la construction si l'on veut aboutir à la qualité voulue des bâtiments [8].

Toutes les constructions de la zone nord Algérienne devront appliquer les règles parasismiques RPA99, version 2003. Les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité ville d'Alger face aux séismes entamés en 1<sup>er</sup> chapitre de cette partie confirment bien, par ailleurs, que cette zone doit être située en zone III (sismicité élevée) de ces règles. L'application des règles parasismiques algériennes doit concerner tous les acteurs des différents domaines de

la construction : maîtres d'ouvrage, architectes, ingénieurs de bureaux d'étude et de contrôle, entrepreneurs, assureurs. Tout projet de construction devrait comporter des réunions et actions communes de tous ces acteurs, afin d'aboutir à des solutions efficaces pour résister aux séismes susceptibles de toucher directement la zone d'Alger. Comme cela est précisé dans les règles parasismiques, **RPA 99-Version 2003**, pour qu'un projet de construction soit effectivement parasismique, il doit suivre la démarche détaillée sur le tableau suivant :

**Tableau 1 : Démarche d'un projet de construction parasismique**

---

|   |
|---|
| <p><b>Bonne conception d'ensemble</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• <b>Choix du site</b></li><li>• <b>Reconnaitances et études de sol</b></li><li>• <b>Implantation des ouvrages</b></li><li>• <b>Infrastructures et fondations</b></li><li>• <b>Superstructures (régularité-points)</b></li><li>• <b>Matériaux et techniques de construction</b></li><li>• <b>Systèmes structurels – Contreventement</b></li><li>• <b>Ductilité</b></li><li>• <b>Éléments non structureaux</b></li></ul> |
| <p><b>Bon choix de la modélisation et des règles de calcul</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• <b>Méthode statique équivalente</b></li><li>• <b>Méthode dynamique modale spectrale</b></li><li>• <b>Justification de la sécurité</b></li><li>• <b>Prescription complémentaire et éléments non structureaux</b></li></ul>  |
| <p><b>Bon choix effectif des matériaux – bonne réalisation d'ensemble avec un contrôle efficace sur chantier</b></p>  |

---

*Source : BRGM (2006), Etude de réduction de la vulnérabilité du massif de Bouzaréah aux catastrophes naturelles, rapport de tâche 3*

Il faut par ailleurs différencier les constructions nouvelles et les constructions existantes, en cas de réhabilitation.

## **CONCLUSION**

Le choix d'un bon site sur un bon sol avec des fondations adaptées, tout, en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse. Vu qu'il n'existe jusqu'à présent aucun moyen de prévision des séismes qui peut être fiable. L'établissement des "Plans de Prévention des Risques Sismiques", la remise à niveau des instruments d'urbanisme au plan de la prise en charge effective des risques majeurs et notamment du risque sismique ; l'application des "Règles parasismiques " ainsi que l'utilisation du "Guide de conception Parasismique des bâtiments" devraient commencer à résoudre en partie cette question.

Et enfin se doter d'un programme de formation en direction de tous les acteurs de la construction qui permettrait :

- De bien montrer quelles sont les déficiences actuelles en matière de qualité des constructions.
- De bien mettre l'accent sur l'importance du travail en commun entre tous les acteurs :
  - Les **architectes**, pour une meilleure conception d'ensemble, en fonction des souhaits des maîtres d'ouvrages, des possibilités de réalisation par les ingénieurs et les entrepreneurs et de l'adaptation au terrain.
  - Les **ingénieurs**, pour une meilleure modélisation des projets envisagés par les architectes et la prise en compte des problèmes liés aux sols.
  - Les **entrepreneurs** pour le choix des matériaux les plus adaptés pour résister aux sollicitations sismiques et pour une réalisation optimale des dispositions constructives, en particulier concernant les armatures et les joints.
  - Les **maîtres d'ouvrages et les contrôleurs**, pour un meilleur suivi à tous les stades de la construction.

#### Références bibliographiques :

- [1]. CONSTRUCTION MODERNE ( Avril 2009) N° 132 : l'architecture Parasismique , Pp : 15-22, paris
- [2]. [3]. BORIS WELIACHEW (2003) : Quand l'Algérie tremble, sensibilisation à la mitigation des risques majeurs, Pp 65 – 78. <http://books.google.fr/>
- [4]. AGENCE QUALITE DE CONSTRUCTION (2011) : prendre en compte le risque sismique pour les bâtiments neufs dès la conception. [www.qualiteconstruction.com](http://www.qualiteconstruction.com)
- [5]. [6]. CONSTRUCTION MODERNE (Avril 2009) N° 132 : l'architecture Parasismique , Pp : 15-22, paris
- [7]. ZACEK.M (2004) : Conception parasismique, niveau avant-projet, cahier 1. Coll. : Conception parasismique
- [8]. ZACECK.M (1996) : construire parasismique ; risque sismique, conception parasismique des bâtiments et réglementations.Ed parenthèses, Marseille, France, p : 325, pp : 116 – 120

## RISQUE SISMIQUE ET URBANISATION : QUELLES ALTERNATIVES DE PREVENTION ?

Khadidja Boughazi<sup>1</sup>, Messaoud Aiche<sup>2</sup>, Samia Rebouh<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Doctorante, université Constantine III. boughazikhadidja@yahoo.fr

<sup>2</sup>Maître de conférence, université Constantine III. aichmessaoud@yahoo.fr

<sup>3</sup>Doctorante, université Constantine III. andi.samia@hotmail.fr

### Thème N° 1: Aléa sismique

#### Résumé :

*Le risque sismique reste parmi les risques majeurs qui menacent notre pays. Effectivement, l'Algérie est localisée à la frontière des deux plaques tectoniques qui engendrent des séismes modérés, à de fortes magnitudes. La capitale Alger est considérée comme la ville la plus vulnérable du pays. Non seulement, elle témoigne de terribles catastrophes sismiques mais, elle repose sur six failles sismiques qui peuvent bouger à tout moment. Additionnée à ce phénomène, Alger se trouve confrontée à d'extrêmes mutations urbaines. L'urbanisation qu'elle a connue depuis l'indépendance n'a pas pris en compte le facteur risque. Le choix prioritaire d'un développement le long du littoral de la baie d'Alger et sa croissance actuelle vers les zones du sahel et de la Mitidja ainsi que la dégradation et le vieillissement du cadre bâti ont participé à faire de la capitale un territoire très vulnérable, capable de décupler le potentiel d'une catastrophe sismique majeure. La présente communication n'a pas la prétention d'explorer toute la problématique du risque sismique que pourrait encourir la ville d'Alger, mais tente de débattre du risque sous l'angle de la prévention*

*Mots clés : Risque sismique, catastrophe, urbanisation, Alger, croissance démographique, prévention.*

#### INTRODUCTION

Aujourd'hui, prévenir les risques majeurs constitue l'un des principaux défis pour tout développement urbain qui se veut durable. Compte tenu de leurs effets dévastateurs, les risques sismiques ne cessent de causer de véritables catastrophes dans la mesure où il est pratiquement impossible de les prévoir ou d'empêcher qu'elles se produisent, même si les progrès qu'ont connus les sciences de la terre permettent, aujourd'hui, d'en atténuer les effets aussi bien pour l'homme que pour les édifices et infrastructures.

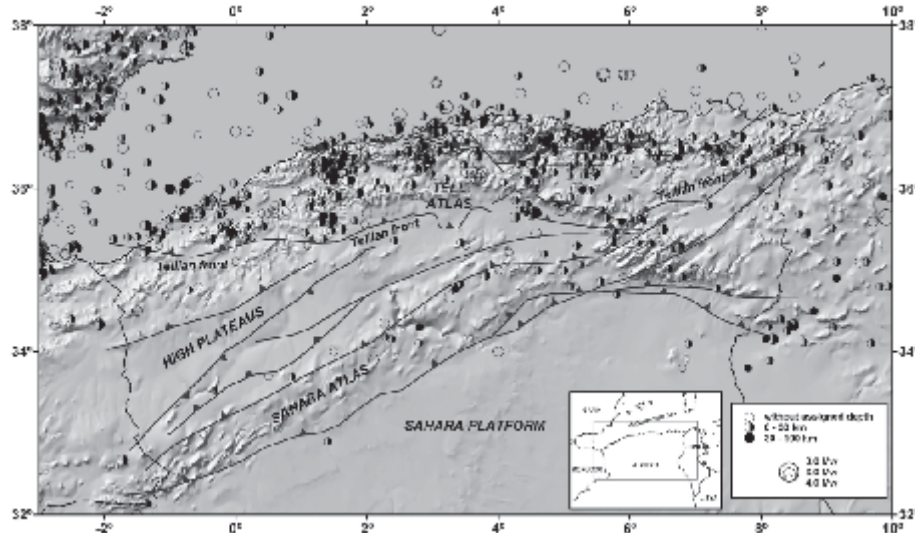
Comparée à d'autres pays, l'Algérie est considérée comme un pays à sismicité avérée mais relativement modérée. Cependant, du fait de la localisation de cette sismicité dans la zone très urbanisée, les conséquences des secousses telluriques ont souvent été catastrophiques.

Ces risques sont localisés sur la frange nord du pays, là où précisément se concentre la majeure partie de la population et des installations socio-économiques. Les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% de cette frange nord est soumise à une activité sismique [1] dont la ville d'Alger (première ville en Algérie par le fait qu'elle est la capitale politique et économique du pays) se trouve malheureusement en plein centre de cette zone puisqu'elle se situe au point de contact entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne [2].

Ces risques sont aujourd'hui plus importants et plus menaçant à cause de l'urbanisation effrénée que connaît la ville algérienne, de la polarisation des activités et du développement croissant qui va à l'encontre des dangers qu'impose en partie la rareté du foncier urbanisable. En effet, la croissance de l'urbanisation entraîne une plus grande vulnérabilité des sociétés du fait que celles-ci sont de plus en plus dépendantes des réseaux urbains.

Les liens entre l'urbanisation et le risque de catastrophe sont extrêmement complexes et clairement dépendants du contexte. L'urbanisation ne conduit pas nécessairement à l'accroissement du risque de catastrophe et elle peut, si elle est gérée correctement, contribuer à sa réduction. Toutefois, il existe un certain nombre de caractéristiques clefs du processus d'urbanisation qui peuvent directement contribuer à la configuration du risque.

« La ville et ses risques constituent aujourd’hui un couple plus que jamais indissociable » [3].



**Figure 1 :** La tectonique du Nord Algérien simplifiée par Bracenne et al .2003 incluant le catalogue séismique.

Source: M. Hamdache, José A. Pelaez, A. Talbi, I et C. Lopez Casado :  
A Unified Catalog of Main Earthquakes for Northern Algeria from A.D. 856 to 2008

Si la croissance urbaine dans un lieu soumis aux risques sismiques est accompagnée de normes de constructions adéquates et si la planification urbaine prend en compte le risque, alors on peut éviter la catastrophe et mieux gérer la situation et même réduire les dégâts [4]. Mais ce n'est pas toujours le cas, Alger, à l'instar des villes algériennes, a connu un mouvement formidable d'urbanisation. De la médina à la métropole, d'une forteresse ramassée, elle se transforme en une ville éclatée et fragmentée soumise à de hauts degrés de vulnérabilité. Cependant après l'indépendance on assiste à un vaste étalement urbain négligeant les précautions qui auraient été nécessaires à l'égard des risques sismiques, conséquence de l'urgence de trouver des terrains pour édifier équipements et logements pour un excédent de population toujours plus important. Ainsi les terres qui doivent recevoir le surplus démographique ne peuvent être que les terres agricoles de la Mitidja, du Sahel et du littoral avec tous les risques sismiques majeurs et dangers écologiques, économiques et l'atteinte à la politique de sécurité alimentaire [5].

La géologie d'Alger fait des risques sismiques une réalité objective mais, rare sont les constructions qui veillent au respect de l'application des normes parasismiques. Les quartiers non réglementés, les bidonvilles, l'habitat illicite et les édifices archaïques sont, à cet égard les plus vulnérables [6].

Ce sont là, autant de faits qui font que le risque sismique dans la région d'Alger est permanent et menaçant. Le maintien des tendances actuelles dans l'occupation du territoire va se traduire par le renforcement du poids démographique de la zone et par des incidences lourdes de conséquences par rapport au risque sismique.

D'un autre côté, par rapport à l'urbanisme, il convient de noter l'absence d'instruments juridiques quant à la prise en charge des risques naturels de façon générale et le risque sismique de façon particulière. Dans les pays développés, les instruments d'urbanisme du type PDAU et POS sont complétés par des instruments spécifiques pour la prise en charge des risques naturels. Ainsi les PPR (Plan de Prévention de Risques) et les PER (Plan d'Exposition aux Risques) en France conditionnent le développement de l'urbanisme.

## 1. LE RISQUE SISMIQUE A ALGER :

### 1.1. Historique de la sismicité à Alger :

Les premières sources décrivant les séismes ayant affecté Alger se situent au XIV<sup>ème</sup> siècle, en 1365 date à laquelle fut mentionné un tremblement de terre assez fortement ressenti. Le séisme du 4 janvier 1365 a complètement détruit la ville d'Alger et a été suivi par un important raz-de-marée ayant inondé la ville. Plusieurs personnes périrent noyées. Le raz-de-marée qui a suivi le choc principal de ce séisme suggère que l'épicentre est localisé en mer, non loin de la baie d'Alger.

Durant la période ottomane, Alger fut détruite à deux reprises lors des deux séismes du 10 mars 1673 et 03 février 1716. Ambraseys & Vogt 1988 [7] placent l'épicentre de ces deux séismes destructeurs au niveau d'Alger mais sans préciser la source sismogène. D'après le CRAAG la magnitude du séisme de 1716 était estimée à  $M=7.5$  sur l'échelle de Richter dont on comptait plus de 71 répliques et une intensité  $I_0$  égale à X. Ce séisme a occasionné des dégâts irréversibles ; plus de 20000 victimes et presque toute la casbah se trouvait en ruine. C'est le plus important séisme qu'a connu Alger au cours de son histoire.

Après l'indépendance plusieurs autres séismes ont ébranlé la région entre Alger et Chenoua. Le premier frappa la ville de Tipaza le 9/2/1990 avec une  $M_s$ : 4.9, et le deuxième, localisé près d'Ain Benian eut lieu le 04/09/1996 ( $M_s=5.7$ ). Ces deux séismes ont d'abord été attribués à la faille aveugle de l'anticlinal du Sahel, mais la direction de l'essai des répliques n'est pas en accord avec la direction de cette structure [8].

Suite à la catastrophe engendrée par le séisme de Boumerdès – Alger en 2003 et pour cause Alger est, depuis ce séisme du 21 mai 2003, classée zone III et passe ainsi de zone de sismicité moyenne à élevée - le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante (zone zéro, zone I, IIa et IIb et zone III).

### 1.2. Contexte sismique de l'algérois :

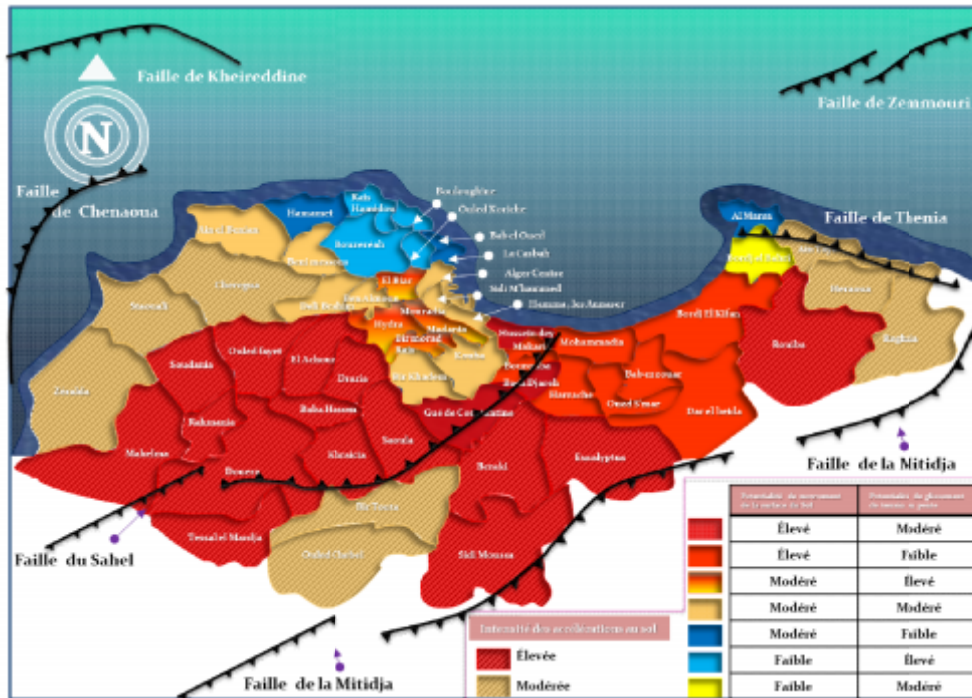
Depuis 2003, Alger est désormais considérée parmi les zones les plus affectées par le phénomène sismique (classée en zone III). Les études sismotectoniques et d'aléa sismique en Algérie du Nord n'ont sérieusement commencé que suite au séisme d'El-Asnam en 1980 (Ambraseys, 1982 ; Meghraoui, 1988 ; Ambraseys et Vogt, 1988 ). Aujourd'hui les principales failles actives intra-plaques de l'Algérie du Nord sont identifiées à terre mais, le danger vient aussi des failles actives en mer. En effet, plusieurs séismes historiques et récents ont eu lieu au large.

Parmi les failles actives identifiées dans l'Algérois :

- La faille du Sahel revêt une très grande importance vu qu'elle se situe au-dessous de la capitale du pays où demeurent plus de trois millions d'habitants.
- La faille de Thénia constituant la bordure NE du bassin de Mitidja s'étend des Issers au sud-est jusqu'à quelques kilomètres off-shore au Nord du massif de Bouzaréah dans la direction nord-ouest.
- La Mitidja laisse croire qu'une faille au sud du bassin, miroir de la faille du Sahel, continuerait jusqu'à Boudouaou au SW de Boumerdès.
- La faille de Chenoua , d'une forme en "L", une partie terrestre et une partie subméridienne en mer.
- La faille de Zemmouri, selon les premières modélisations sismologiques et les observations de terrain, la faille active qui a causé le séisme du 21 mai 2003 est localisée en Mer



- En plus de la faille supposée en mer : un certain nombre d'indices plaident en faveur de l'existence de faille potentiellement active en mer, notamment les séismes de Chenoua (89), Aïn Benian (96), Boumerdès (2003) et surtout celui d'Alger en 1365 qui a engendré un tsunami et inondé la partie basse de la ville.



**Figure 2 :** Carte d'Aléa sismique pour la wilaya d'Alger.

Source : Auteur en références des études de scénario d'évaluation du risque sismique pour la ville d'Alger

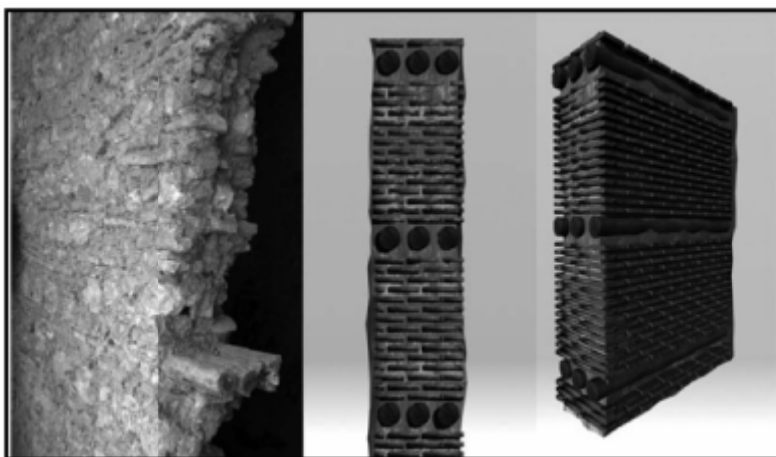
Ceci n'exclut pas les parties Est et Ouest de cette zone, Boumerdès et Tpaza, d'urbanisation relativement récente, durement affectées par les séismes de 2003 et 1989 entraînant la mort de milliers de personnes et des blessés. L'ensemble de la marge algérienne doit être analysée finement. Des campagnes de géophysique marine multifaisceaux ou autres nouvelles techniques d'auscultation sous-marines devraient impérativement être réalisées dans des délais relativement courts et permettre à la communauté scientifique de relier les failles onshore avec celles de la marge algérienne de la Méditerranée.

## 2. L'URBANISATION D'ALGER FACE AU RISQUE SISMIQUE :

### 2.1. Une urbanisation séculaire consciente du risque sismique :

Durant toute une longue période qui s'étale sur des siècles, la majorité des interventions urbaines s'effectua au niveau du site de la casbah d'Alger, notamment grâce aux potentialités qu'il offre (proximité de la mer) mais il se trouve que toutes les constructions de la basse casbah furent souvent détruites suite aux séismes et aux inondations causées par l'arrivée des raz-marrée. Durant la période arabo-berbère, *Djazair Beni Mâzghennan* a été le théâtre de quatre tremblements de terre important dont deux destructeurs (1359-1365) [9] et deux provoquent des dommages sur le bâti (1353-1364). En revanche, pendant la période Ottomane, la médina d'*Al Djazair* a été secouée par 20 séismes. Toute la basse Casbah - fut détruite et sérieusement endommagée par le

grand tremblement de terre de 1716 [10]. Suite à ce dernier, l'organisation de la casbah ainsi que toutes les constructions composent désormais avec ce paramètre – le risque sismique – elle présente un système constructif ayant une technologie préventive adaptée à la typologie architecturale développée durant le XVIIIe siècle. Ce système a permis aux constructions d'Alger de résister aux différents séismes qui ont succédé à celui de 1716.



**Figure 2 :** Renforcement des murs en maçonnerie de briques par des bûches en bois.

*Source : A. Abdessemed-Foufa;D. Benouar; Investigation of the 1716 Algiers (Algeria) Earthquake*



**Figure 3 :** les q'bù.

*Source: www.wikipedia.com*

**Figure 4 :** Détails des chapiteaux de la Colonne avec la présence d'une couche de trois journaux de thuyas insérés entre Les briques maçonnerie.

*Source : A. Abdessemed-Foufa;D. Benouar; Investigation of the 1716 Algiers Earthquake*

*« Les constructions de la casbah étaient réalisées dans une pure tradition de l'art de bâtir, aussi bien pour les matériaux utilisés que pour le système structural ou la technique constructive. La maçonnerie à base de pierres et de divers mélanges de mortiers était les matériaux de base pour leur réalisation. Les murs, éléments les plus dominants dans la construction, étaient en maçonnerie de pierres de taille ou de moellons. Des murs en pisé ou en bétons divers sont tout aussi utilisés dans ces constructions. Des rondins en bois sont aussi introduits dans les murs, ce qui leur donnait plus de souplesse et de déformabilité surtout en flexion. » [11]*

En effet, tous ces éléments structuraux et architectoniques figurant sur les figures précédentes, les murs porteurs et les q'bu ou l'encorbellement, ainsi que leur typologie constructive se sont avérés sismo-résistants.

Il est à noter qu'après la catastrophe de 1716, la société traditionnelle et avec les moyens limités qu'elle possédait a su comprendre le phénomène sismique et inventer des techniques tout à fait astucieuses et efficace à l'heure actuelle. Le séisme de Boumerdès/Alger du 21 Mai 2003 a permis de vérifier le comportement sismique de certains détails constructifs sur des éléments architectoniques. En absence de tout laboratoire d'essai pour l'évaluation du comportement sismique des techniques traditionnelles, ce séisme a joué un rôle d'un véritable laboratoire d'expérimentation.

## **2.2. Urbanisation récente amplificatrice du risque sismique :**

La ville d'Alger a connu, depuis l'indépendance du pays en 1962, une urbanisation problématique et déstructurante. Les différents processus d'urbanisation, par leurs moyens d'élaborations et d'actions, n'ont pas pu agir sur les tissus urbains de manière à préserver et développer des formes urbaines cohérentes.

A la croissance urbaine et aux transformations spatiales de l'agglomération algéroise s'ajoutent des tensions socio-économiques que traduisent particulièrement les problèmes d'habitat, d'emploi, de fonctionnement et de gestion urbaine. Face à ces difficultés de l'urbanisation algéroise, les instruments d'urbanisme ainsi que les stratégies d'actions tentent difficilement de prendre en charge une conjoncture complexe [12]. L'urbanisation d'une ville comme Alger est à considérer comme un travail permanent et continu qui mérite qu'on lui accorde une attention particulière pour que l'on puisse lui tracer de nouvelles perspectives.

## **2.3. L'urbanisation de la Mitidja et le sahel d'Alger « zone soumise à l'activité sismique »:**

Il est important de rappeler que la mobilité de la population algérienne, après l'indépendance est engendrée par l'occupation des villages de colonisation de la Mitidja et du Sahel d'Alger. Le déficit en logements a induit à la vente des terrains d'où la prolifération des bidonvilles autour de la périphérie d'Alger et sur les terres de la Mitidja sans respect de la législation, cette urbanisation anarchique est en partie l'héritage de la période coloniale.

La présence des zones industrielles a encouragé l'attraction et la sédentarisation de la population, de ce fait le développement de l'industrie a été propagé sur l'ensemble de la Mitidja. On note ainsi l'industrialisation de la Mitidja centrale à partir de l'initiative citadine et en particulier le dynamisme de l'agglomération urbaine de Blida ; l'industrialisation de la Mitidja orientale, action des sociétés nationales et la localisation de leurs grandes unités de production qui a resserré les liens entre la plaine et la capitale (Sahel d'Alger) et la non industrialisation de la Mitidja occidentale située à l'écart de l'extension d'Alger, qui était resté rurale [13].

Comme le confirme Côte .M : *« Alger ne croît plus, mais la croissance a été portée sur la grande couronne. La Mitidja est aujourd'hui le lieu du mouvement pendulaire massif et complexe car, les centres tels que Rouïba ou Sidi Moussa attirent chaque matin plusieurs dizaines de milliers de travailleurs venant d'Alger. L'aire métropolitaine d'Alger couvre désormais les deux tiers de la Mitidja » [14].*

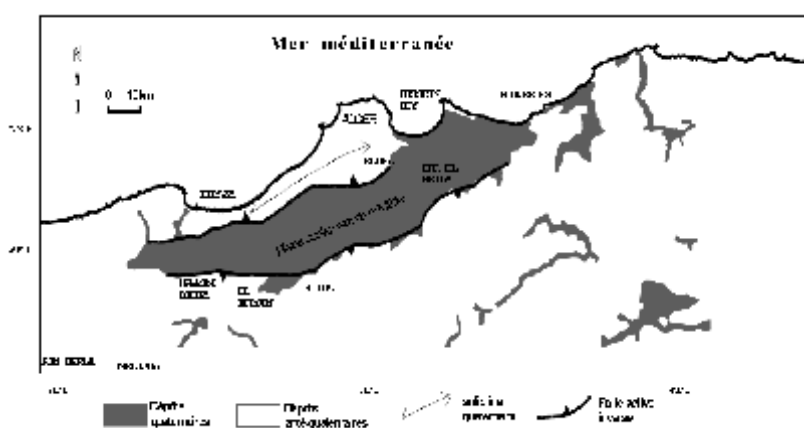
La saturation des agglomérations actuelles de la zone d'Alger, a engendré l'extension de l'urbanisation, d'un côté, vers la Mitidja et, de l'autre, vers l'est dans la Wilaya de Boumerdès. Cette tendance va vers l'occupation des régions qui s'avèrent défavorables sur le plan sismique, surtout que l'activité sismique dans cette région (l'est Algérois) s'accroît de plus en plus.



**Figure 5 :** le grignotage du foncier agricole dans les communes périphériques d'Alger

*Source : Belhai-Benazzouz Atika et Djelal Nadia (2004) : le foncier Vecteur de l'étalement urbain algérois*

Il est admis par la communauté scientifique, depuis le séisme de Mexico de 1985, que les bassins sédimentaires amplifient le signal sismique du fait du caractère meuble des sédiments qui les remplissent. La zone d'Alger est caractérisée par la présence du bassin quaternaire de la Mitidja qui s'étend depuis El Afroun jusqu'à Boumerdès (figure 7). Les enregistrements sismologiques faits durant le séisme du 21 mai 2003 ont confirmé la possibilité d'amplification du signal sismique dans le bassin de la Mitidja [15]. L'allure de la figure 7 montre aussi clairement que l'intensité durant le choc principal épouse la forme du bassin de la Mitidja. Par ailleurs, ce bassin est bordé des failles actives majeures [16].



**Figure 6 :** Carte montrant la zone d'Alger, notamment le bassin quaternaire de la Mitidja

*Source : M.A.T.E (Décembre 2004), Programme d'Aménagement Côtier*

Force est de remarquer que la ville ne peut que sombrer dans des situations de faits irréparables. Son étalement urbain et son caractère irréversible sont une menace réelle sur le foncier qui est une denrée non renouvelable. Les conséquences sur la perte à jamais du foncier urbain et agricole peuvent compromettre toute chance de sa maîtrise de sa gestion à l'avenir.

Cette stratégie à laquelle appellent les pouvoirs publics, n'a pas atteint des résultats concrets, la conséquence a été la poussée de la capitale et de son aire métropolitaine. Cette poussée de la ville d'Alger et son étalement sur son espace métropolitain a entraîné l'augmentation du poids démographique et économique de la ville comparé à d'autres métropoles régionales, les pouvoirs publics estiment à cet égard les besoins de la ville beaucoup plus importants, face à la pénurie du foncier réservé à l'urbanisation.

Ainsi les terres agricoles de la Mitidja, du Sahel et du littoral avec tous les risques sismiques majeurs et dangers écologique présents, recevront de plus en plus le surplus démographique.

Il est donc plus que temps de repenser la ville et la gestion foncière, par des actions d'aménagement cohérentes dans une vision intégrée par de nouveaux instruments élaborés dans le cadre d'une stratégie à moyen et à long terme et surtout de veiller au strict respect et l'application des lois et règlements d'urbanisme.

Et aussi bien, de réfléchir à l'allègement du poids démographique, économique et fonctionnel de la capitale à travers une action d'envergure pour redéfinir le redéploiement, et réunir les conditions nécessaires au développement à l'intérieur du pays en créant des petites et moyennes villes dans le cadre d'une urbanisation et planification spatiales cohérentes et équilibrées.

### **3. PREVENIR LE RISQUE SISMIQUE POUR ALGER**

Le choix d'un bon site sur un bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse. Vu qu'il n'existe jusqu'à présent aucun moyen de prévision des séismes qui peut être fiable.

L'établissement des "Plans de Prévention des Risques Sismiques", la remise à niveau des instruments d'urbanisme au plan de la prise en charge effective des risques majeurs et notamment du risque sismique ; l'application des "Règles parasismiques " ainsi que l'utilisation du "Guide de conception Parasismique des bâtiments" devraient commencer à résoudre en partie cette question. Un effort devrait être fait aussi bien au niveau de la prise de conscience de ce risque par chaque citoyen qu'au niveau de l'aménagement du territoire par les pouvoirs publics.

Pour ce qui concerne la gestion des catastrophes sismiques , il est essentiel de disposer d'un bon plan d'évacuation et de secours propre aux risques sismiques et une bonne coordination entre les différents services concernés. Mais la véritable clef du puzzle est qu'il y ait une très bonne communication et collaboration ainsi qu'une bonne coordination entre les scientifiques et les pouvoirs politiques. Le manque de ces coordinations retarde l'ordre d'intervention des secours et par conséquent amplifie les dégâts.

Toutes les mesures précédentes ont pour objet la prévention « classique » des risques majeurs et notamment du risque sismique, avec le renforcement des cadres législatifs, réglementaire et institutionnel, les mesures spécifiques aux zones vulnérables, la valorisation de l'efficacité des instruments d'urbanisme et du contrôle de la construction, etc. Ces mesures de prévention seront toutefois, insuffisantes dans la situation particulière de notre pays, du fait de la superposition sur la même zone d'Alger de la plus forte probabilité d'occurrence et d'intensité des séismes, d'une part et d'autre part, des plus fortes concentrations de population et du potentiel économique du pays.

Ces mesures doivent obligatoirement être accompagnées et consolidées, par des mesures et actions d'anticipation, visant dans le cadre de la politique nationale d'aménagement et le développement durable du territoire à :

- Préserver les ressources et les équilibres écologiques et environnementaux de la capitale du pays, en allégeant et en éliminant à terme ses surcharges.
- Orienter le redéploiement des surcharges démographiques et économiques de la capitale et de toutes les agglomérations vulnérables de la zone tellienne vers les Hauts Plateaux et le Sud, territoires beaucoup moins menacés par le risque sismique.
- désengorger la capitale des surcharges démographiques et des concentrations d'activités qui l'étouffent urbanistiquement et fonctionnellement, afin de pouvoir organiser dans un cadre urbain allégé et aéré, le développement qualitatif digne d'une grande capitale.

### CONCLUSION

Dans le cadre d'une bonne prévention, il s'agit de se placer, non pas seulement avant que les catastrophes sismiques ne se produisent, mais aussi après qu'elles soient produites pour imaginer ce qu'il faut faire dans cette éventualité. Il s'agit en fait d'affirmer une prise de conscience plus responsable, face à ces dangers potentiels, en stoppant un processus d'urbanisation anarchique, à la périphérie du droit, pour imprimer de façon constante et continue un développement et un aménagement harmonieux.

Il s'agit de considérer la nécessité d'une politique cohérente de gestion des catastrophes sismiques, en complément de celle qui a pour première mission de les éviter. Les recommandations faites à cet égard, en plus de celles qui sont classiques et qui concernent la restructuration du tissu urbain comme le renforcement des bâtiments stratégiques, la création d'aires libres, l'interdiction de stationnement dans les ruelles étroites, etc..., le renforcement du cadre législatif, la sensibilisation et l'éducation du public et la mise en place d'une Délégation nationale aux risques majeurs pour s'occuper de la coordination intersectorielle de la gestion des catastrophes.

Architectes, ingénieurs, entrepreneurs, artisans, maçons, scientifiques, responsables publics, mais aussi particuliers adultes et enfants ; La mitigation du risque sismique est l'adage de tous. Car ce n'est qu'en unissant nos efforts, que nous pouvons obtenir une réelle amélioration de la situation, que ce soit pour Alger ou pour le reste des villes du pays. Un séisme n'est pas un évènement isolé, et nous serons toujours assujettis à ce genre de drame. Il faut alors accepter cette fatalité et travailler à ce que ces aléas causent, à l'avenir le minimum de dangers à nos sociétés.

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1]. MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT (2005) Rapport sur l'état et l'avenir de l'environnement, P 243
- [2].CENTRE DE RECHERCHE EN GENI-PARASISMIQUE (l'année d'édition n'est mentionnée sur l'ouvrage) le risque sismique en Algérie, 15 p.
- [3]. HARTMUT. H (2004) Apprivoiser les catastrophes, les annales de la recherche urbaine n° 95, 0180-930-vI-04/95 /pp.125 METATT
- [4].CHALINE.C ET DUBOIS-MAURY.J (1994) La ville et ses dangers : prévention et gestion des risques naturels, sociaux et technologiques. Paris, Masson, 247 p.

- [5]. MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT (Décembre 2004) : Programme d'Aménagement Côtier (PAC) "Zone côtière algéroise", Maîtrise de l'urbanisation et de l'artificialisation des sols, Rapport: Etude prospective de l'urbanisation – Phase 2 –
- [6]. BOUGHAZI KHADIDJA (2012) Risque sismique et urbanisation, regard croisé sur la ville d'Alger. Mémoire de magistère, option : villes et risques urbains, Université Mentouri Constantine.
- [7]. CRAAG : Séismes en Algérie entre 2002 à 2006
- [8]. HARBI, A. (2000) : Analyse de la séismicité et mise en évidence d'accidents actifs dans le Nord-Est Algérien, Thèse de Magister (IST-USTHB, Alger, Algérie) .
- [9]. [10]. ABDESSEMED-FOUFA. A (2007). Contribution pour la redécouverte des techniques constructives traditionnelles sismo-résistantes adoptées dans les grandes villes du Maghreb (Alger, Fès et Tunis) durant le XVIIIème siècle. Thèse de doctorat en Architecture, spécialité architecture et environnement. E.P.A.U d'Alger.
- [11]. BOUMANSOUR DJAAFRI .R (2005) : L'impact des plans d'urbanismes élaborés pour l'extension de la ville d'Alger et la plaine de la Mitidja sur l'étalement urbain. Colloque du 24 AU 27 Novembre 2005 à Sfax ; Les villes au défi du développement durable ; quelle maîtrise de l'étalement urbaine et ségrégation associées ?
- [12]. BELHAI-BENAZZOUZ Atika et DJELAL Nadia (2010) : le foncier vecteur de l'étalement urbain algérois. Colloque : Identité et compétitivité territoriale, du 2à au 22 Septembre 2010, ASRDLF-AISRE.
- [13]. DEBACHE . S, MAHIMOUD. A & SAIGHI .O : Techniques modernes et constructions traditionnelles compatibilité ou dissociation, [www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/.../DEBACHE-ARTICLE.pdf](http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/.../DEBACHE-ARTICLE.pdf)
- [14]. COTE.M (1996) : l'Algérie espace et société. Ed. Masson/ Colin, Paris, 253 p
- [15]. LAOUAMI N., SLIMANI A. BOUHADAD Y. AND NOUR A. , "The 05/21/2003 Boumerdes Earthquake : Preliminary analysis". Intern Report. CGS.
- [16].MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT (Décembre 2004) : Programme d'Aménagement Côtier (PAC) "Zone côtière algéroise", Maîtrise de l'urbanisation et de l'artificialisation des sols, Rapport: Etude prospective de l'urbanisation – Phase 2 –