

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Par

OUAZIR Mansour

Thème :

ANALYSE DES EFFETS DE NIVEAUX FLEXIBLES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ASYMETRIQUES

Soutenue le 27/12/2018, devant le jury composé de :

LAMRI Belkacem	Professeur	UHB Chlef	Président
KASSOUL Amar	Professeur	UHB Chlef	Directeur de thèse
OUAZIR Abderrahmane	MC « B »	Université de Mostaganem	Co-Directeur de thèse
EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Examineur
HEMSAS Miloud	MC « A »	Université de Mascara	Examineur
BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine	MC « A »	Université de Mostaganem	Examineur
HIVIN Gérald	Professeur	Université Grenoble (France)	Invité

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Par

OUAZIR Mansour

Thème :

ANALYSE DES EFFETS DE NIVEAUX FLEXIBLES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES ASYMETRIQUES

Soutenue le 27/12/2018, devant le jury composé de :

LAMRI Belkacem	Professeur	UHB Chlef	Président
KASSOUL Amar	Professeur	UHB Chlef	Directeur de thèse
OUAZIR Abderrahmane	MC « B »	Université de Mostaganem	Co-Directeur de thèse
EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Examineur
HEMSAS Miloud	MC « A »	Université de Mascara	Examineur
BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine	MC « A »	Université de Mostaganem	Examineur
HIVIN Gérald	Professeur	Université Grenoble (France)	Invité

Dédicaces

*A papa le seul être qui ne peut être là, où il devrait être, le grand absent
qui m'a transmis la vie autour d'un amour que je cultive à tout moment.*

*A ma mère pour ses maternités, la seule personne que sans elle je ne
saurais jamais être.*

A ma petite Karima dans sa demeure éternelle.

*A Mohamed Abram Kaddour, mon fils qui devient le secret de
ma vie.*

A mon épouse mon alter ego de l'ombre.

A mes frères, A mes sœurs.

A mes anges : neveux et nièces

A ma famille.....

A tous ceux qui me sont chers.

MANSOUR

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude au Pr. Dr **AMAR KASSOUL**, mon directeur de thèse, pour m'avoir dirigé dans l'élaboration de cette thèse. Mon travail semble avoir bien abouti en termes de finalisation et cela par rapport à la qualité du savoir de mon directeur de thèse. Merci aussi au Dr **ABDERRAHMENE OUAZIR**, mon Co-encadreur, pour la qualité de son Co-encadrement, sa disponibilité et son aide continue tout au long de la thèse. L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à leurs qualités scientifiques et humaines.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury, Messieurs : Pr. **LAMRI Belkacem**, Pr. **EZZIANE Karim**, Dr. **HEMSAS Miloud**, Dr. **BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine** pour l'intérêt qu'ils ont témoigné pour cette étude en acceptant de participer au jury.

Je tiens aussi à remercier et à exprimer ma profonde et sincère gratitude à ma très chère **MAMAN** dont le soutien et l'orientation restent comme d'habitude très précieux. Merci aussi à ma chère **KHATIMA** pour toute l'énergie qu'elle a fournie pour m'aider à avancer dans mon travail, toujours avec l'enthousiasme et la sympathie qu'on lui connaît.

Je tiens à remercier vivement toutes les personnes sans lesquelles ce travail n'aurait pas été possible.

Je ne peux finir sans exprimer ma gratitude à ma famille, mes sœurs et frères, ainsi que pour tous mes amis qui m'ont apporté, de près comme de loin, les témoignages de leur soutien et de leurs encouragements.

A tous, de tout cœur, un grand **MERCI...**

Résumé :

L'objectif de cette thèse est d'étudier l'influence du couplage des effets de torsion et d'effet de l'étage souple au premier niveau sur le comportement sismique des bâtiments à ossature en béton armé. À cette fin, plusieurs modèles structurels, prenant en compte la variation de la rigidité structurelle en plan dans chaque étage et sur la hauteur de la structure, ont été générés. L'effet des remplissages de maçonnerie non uniformément répartis en plan a également été examiné. Chaque modèle a été soumis à six forts mouvements du sol agissant simultanément dans deux directions orthogonales. Une analyse dynamique inélastique a été réalisée. Les résultats de 708 cas ont été analysés et des conclusions utiles concernant la réponse inélastique sont tirées.

Mots clé : étage souple, structure irrégulière, couplage torsion-étage souple, analyse dynamique non linéaire

Abstract

The objective of this study is to investigate the influence of the coupling of torsional and soft-first-story effects to the seismic behavior of reinforced concrete frame buildings. For this purpose, several structural models, considering the variation of structural stiffness in plane of each story and over the height of the structure, were generated. The effect of masonry infills non-uniformly distributed in plan was also examined. Each model was subjected to six strong ground motions acting, simultaneously, in two orthogonal directions. Inelastic dynamic analysis was performed. Results from 708 cases were examined and useful conclusions concerning the inelastic response are derived.

Key words: soft story, irregular structure, torsion-soft story coupling, nonlinear dynamic analysis

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو دراسة تأثير اقتران تأثيرات الالتواء وتأثير الطابق الأرضي المرن على السلوك الزلزالي للمباني ذات هياكل من الخرسانة المسلحة. لهذا الغرض، تم إنشاء العديد من النماذج الهيكلية، مع الأخذ بعين الاعتبار التغيير في الصلابة الهيكلية في كل طابق وكذلك على ارتفاع البناية. كما تم فحص تأثير استخدام الجدران المنتشرة بشكل غير متجانس وذلك بتعريض كل نموذج لسته حركات أرضية قوية تعمل، في وقت واحد، في اتجاهين متعامدين. تم إجراء التحليل الديناميكي الغير مرن. كما تم تحليل نتائج 708 حالة وتم استخلاص نتائج مفيدة بشأن الاستجابة الغير مرنة.

الكلمات المفتاحية: الطابق المرن، بناية غير منتظمة، اقتران الإلتواء مع الطابق المرن، التحليل الديناميكي الغير خطي.

SOMMAIRE

<i>DÉDICACES</i>	1
REMERCIEMENTS	2
RÉSUMÉ :	III
ABSTRACT.....	IV
ملخص.....	V
SOMMAIRE	VI
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
NOTATIONS	XII

INTRODUCTION GENERALE

1 INTRODUCTION	2
2 OBJECTIF DE LA THESE.....	4
3 MÉTHODOLOGIE	4
4 ORGANISATION DE LA THESE	5

CHAPITRE 1: REVUE GENERALE SUR LA PRESENCE DES ETAGES TRANSPARENTS DANS LES BATIMENTS

1.1 INTRODUCTION.....	7
1.2 CONFIGURATION DES ETAGES OUVERTS DANS LES BATIMENTS.....	7
1.2.1 Nécessité de présence des étages ouverts.....	7
1.2.2 Etage souple ou flexible	9
1.2.3 Etage faible.....	13
1.3 TORSION.....	14
1.3.1 Types de torsion.....	14
a- Torsion naturelle.....	14
b- Torsion Accidentelle.....	15
1.3.2 Excentricité accidentelle	15
a- Variations accidentelles du centre de rigidité.....	15
b- Variations accidentelles du centre de masse.....	16
c- Torsion due au mouvement du sol.....	16
1.3.3 Couplage entre les modes de torsion et de translation	16
1.3.4 Centre de rigidité	16
1.4 MECANISME DE RUINE ETAGES OUVERTS SOUS SEISME.....	17
1.4.1 Comportement général des bâtiments avec étages ouverts sous séisme.....	17
1.4.2 Mécanisme de ruine des étages souples.....	19
1.4.3 Mécanisme de ruine des étages faibles sous séisme	21
1.4.4 Comportement des bâtiments sous torsion	23
1.5 VISION REGLEMENTAIRE SUR LA CONCEPTION DES ETAGES OUVERTS.....	26

1.6	CONCLUSION.....	30
-----	-----------------	----

CHAPITRE 2: COMPORTEMENT DES BATIMENTS AVEC ETAGES TRANSPARENTS

2.1	INTRODUCTION.....	32
2.2	COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BÂTIMENTS AVEC ÉTAGES SOUPLES.....	32
2.2.1	Wakchaure and Ped (2012)	33
2.2.2	Hirde Suchita et Tepugade Ganga (2014).....	33
2.2.3	Manabu Yoshimura (1999)	33
2.2.4	Dohare Devendra et Savita Maru (2014).....	34
2.2.5	Bashir Asim et al. 2014	34
2.3	PARAMETRES INFLUENT LE COMPORTEMENT DES STRUCTURES AVEC ETAGES SOUPLES.....	36
2.3.1	Période naturelle.....	37
2.3.2	Rigidité de l'étage	37
2.3.3	Déplacement latéral.....	38
2.3.4	Déplacement inter-étage	39
2.3.5	Effort normales (Forces axiales).....	40
2.3.6	Moment de flexion.....	41
2.3.7	Moment de torsion	41
2.4	COMPORTEMENT DES BATIMENTS AVEC IRREGULARITE DE TORSION.....	43
2.4.1	Bâtiments qui ne présentent pas d'irrégularité de torsion	43
2.4.2	Bâtiments géométriquement irréguliers.....	43
2.4.3	Bâtiments irréguliers au niveau de la distribution de la rigidité.....	43
2.4.4	Irrégularités de géométrie et de rigidité	44
2.4.5	Irrégularités de torsion cachées.....	44
2.5	CONCLUSION.....	45

CHAPITRE 3 : METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME

3.1	INTRODUCTION.....	47
3.2	DIFFERENTS TYPES DE NON-LINEARITE DANS LES STRUCTURES.....	47
3.2.1	Non-linéarités matérielles.....	47
3.2.1.1	Lois de comportement du béton non confiné	47
3.2.1.2	Lois de comportement de l'acier.....	49
3.2.2	Non-linéarités géométriques	50
3.3	DEVELOPPEMENT DE LA METHODE D'ANALYSE TEMPORELLE NON LINEAIRE.....	53
3.3.1	Calcul dynamique linéaire.....	53
3.3.1.1	Equation du mouvement	54
3.3.1.2	Oscillations libres.....	55
3.3.2	Calcul dynamique non linéaire.....	57
3.3.2.1	Équation du mouvement	57
3.3.2.2	Réponse temporelle de l'oscillateur par la méthode de Newmark - approche incrémentale....	58
3.3.2.3	Stabilité de la méthode de Newmark.....	61
3.4	MÉTHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE NONLINÉAIRE (ANALYSE DYNAMIQUE INCRÉMENTALE).....	62

3.5	CONCLUSION.....	64
-----	-----------------	----

CHAPITRE 4 : ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE DES STRUCTURES ETUDIEES

4.1	INTRODUCTION.....	66
4.2	IDENTIFICATION DES STRUCTURES ETUDIEES.....	66
4.2.1	Géométrie des structures références.....	66
4.2.2	Différentes excentricités et rapports de rigidités considérées.....	68
4.2.2.1	Différentes excentricités de rigidité.....	68
4.2.2.2	Rapport de rigidité.....	70
4.3	Spectre de réponse utilise pour le calcul.....	71
4.4	Dimensionnement et ferrailage des structures étudiées.....	74
4.5	Analyse dynamique linéaire des structures asymétriques.....	75
4.5.1	Effet du rapport de rigidité R_{SS} sur les déplacements maximaux.....	76
4.5.2	Effet de l'excentricité sur les déplacements maximaux.....	79
4.5.3	Effet du couplage excentricité - étage souple.....	81
4.6	CONCLUSION.....	84

CHAPITRE 5 : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES ASYMETRIQUES AVEC NIVEAUX FLEXIBLES

5.1	INTRODUCTION.....	86
5.2	DETAILS DES STRUCTURES ANALYSEES.....	86
5.2.1	Structures avec différents rapports de rigidités et excentricités structurales.....	86
5.2.2	Structure existante avec une distribution réelle des murs en maçonnerie.....	88
5.3	DONNEES DES FACTEURS ETUDIEES.....	90
5.3.1	Excentricité structurale.....	90
5.3.2	Rapport des rigidités des étages adjacents.....	90
5.4	MODELISATION NON-LINEAIRE.....	91
5.4.1	Sections des poteaux et poutres en béton armé.....	91
5.4.2	Murs de remplissage en maçonnerie.....	93
5.5	ANALYSE DES STRUCTURES AVEC DIFFERENTS RIGIDITES ET EXCENTRICITES.....	94
5.5.1	Accélérogrammes utilisés.....	95
5.5.2	Réponse structurale en déplacement.....	96
5.5.3	Réponse structurale en déformation inter-étages.....	99
5.6	ANALYSE DES STRUCTURES AVEC LA DISTRIBUTION IRREGULIERE DES MURS.....	102
5.6.1	Accélérogrammes utilisés.....	102
5.6.2	Réponses structurales en déplacement.....	104
5.6.3	Réponses structurales en déformation inter-étages.....	106
5.7	CONCLUSION.....	110

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	113
----------------------------------	-----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	115
----------------------------------	-----

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1: EXEMPLE TYPIQUE DE BÂTIMENT EN ALGÉRIE AVEC ÉTAGE SOUPLE	3
FIGURE 2: BÂTIMENTS AVEC ÉTAGE SOUPLE AU RDC	3
FIGURE 1.1: BÂTIMENT À ÉTAGE OUVERT (HALDE, DESHMUKH , 2015)	8
FIGURE 1.2: EXEMPLE D'ÉTAGE OUVERT UTILISÉ COMME PARKING (HALDE, DESHMUKH , 2015).....	8
FIGURE 1.3: COMPORTEMENT DE L'ÉTAGE SOUPLE (HALDE, DESHMUKH , 2015).....	9
FIGURE 1.4: FORCES LATÉRALES ET FORCES DE CISAILLEMENT GÉNÉRÉES DANS LES BÂTIMENTS EN RAISON DU MOUVEMENT DU SOL (GUEVARA-PEREZ, 2012).....	10
FIGURE 1.5: RÉPARTITION DU DÉPLACEMENT TOTAL GÉNÉRÉ PAR UN SÉISME DANS: (A) UN BÂTIMENT NORMAL; ET (B) UN BÂTIMENT AVEC UNE IRRÉGULARITÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE (GUEVARA-PEREZ, 2012)	11
FIGURE 1.6: LA CONFIGURATION MODERNE DE BÂTIMENT AVEC ÉTAGE SOUPLE DE DOUBLE HAUTEUR (A), ET (B) UNE ÉTAGE SOUPLE PARTIELLE AVEC DES POTEAUX DE HAUTEUR DIFFÉRENTE DANS LE COIN DU BÂTIMENT (GUEVARA-PEREZ, 2012).	12
FIGURE 1.7: EXEMPLES D'IRRÉGULARITÉ DU PREMIER ÉTAGE FAIBLE (GUEVARA-PEREZ, 2012).....	13
FIGURE 1.8: POSITION EN PLAN DES CENTRES DE MASSE ET DE RIGIDITÉ	15
FIGURE 1.9: MÉCANISME DE RUINE D'UN BÂTIMENT À ÉTAGE SOUPLE	18
FIGURE 1.10: EFFONDREMENT SOUS L'EFFET D'UN REZ-DE-CHAUSSÉE " SOUPLE" (BACHMANN, 2002).....	19
FIGURE 1.11: REZ-DE-CHAUSSÉE EFFONDREMENT ENTièrement. MURS EN BÉTON ARMÉ- GREAT HANSHIN, JAPON 1995 / KOBE (GÖTZ, 2003)	20
FIGURE 1.12: CISAILLEMENT DES POTEAUX D'UNE CONSTRUCTION À BORDJ EL BAHRI. SÉISME DE 2003, BOUMERDES, ALGÉRIE (SEGHIR, 2007).....	20
FIGURE 1.13: MÉCANISME DE RUINE DES POTEAUX D'ÉTAGE SOUPLE (FRIOUL, ITALIE, 1976)- (BACHMANN, 2002).	21
FIGURE 1.14: ÉTAGE FAIBLE AU RDC, HOPITAL SAN FERNANDO, LA CALIFORNIE (SEISME, 1971).....	22
FIGURE 1.15: EFFONDREMENT HABITATION INDIVIDUELLE A ÉTAGE FAIBLE , ZEMMOURI VILLE – SÉISME DE 2003, BOUMERDES, ALGÉRIE.	22
FIGURE 1.16: EFFONDREMENT DE LA PARTIE SUPERIEURE DU BATIMENT (MEXICO 1985).....	23
FIGURE 1.17: EFFONDREMENT D'UN IMMEUBLE AVEC BUREAUX. (KOBE EN 1995).....	23
FIGURE 1.18: EFFONDREMENT D'UN ETAGE DE LA MAIRIE DE KOBE (SEISME DE KOBE EN 1995).....	23
FIGURE 1.19: MÉCANISME D'EFFONDREMENT DU BÂTIMENT. DOMMAGES LE LONG DES AILES SUD-EST (A) ET SUD-OUEST (B) DU BÂTIMENT (VERDERAME ET AL., 2010).	24
FIGURE 1.20: ENDOMMAGEMENT DU POTEAU DÛ AU MOUVEMENT DE ROTATION (VERDERAME ET AL., 2010).....	25
FIGURE 1.21: DOMMAGES SISMIQUES DUS À LA TORSION D'ENSEMBLE, SÉISMES DE SÉISME DE KOBÉ, 1995, (BALANDIER, 2011)	26
FIGURE 2.1: COMPARAISON DE L'EFFORT DE CISAILLEMENT À DIFFÉRENTS D'ÉTAGES (2.1.1 BASHIR ASIM ET AL. 2014).....	35
FIGURE 2.2: COMPARAISON DES DÉPLACEMENTS INTER ÉTAGE À DIFFÉRENTS NIVEAUX DE PLANCHER (BASHIR ASIM ET AL. (2014))	36
FIGURE 2.3: PÉRIODE CORRESPONDANT À CHAQUE MODE (SAMBARY, KEWATE, 2017).....	37
FIGURE 2.4: RIGIDITÉ DE D'ÉTAGE (SAMBARY, KEWATE, 2017).	38
FIGURE 2.5: DÉPLACEMENT LATÉRAL (SAMBARY, KEWATE, 2017).....	39
FIGURE 2.6: COMPARAISON DU DÉPLACEMENT INTER-ÉTAGE (SAMBARY, KEWATE, 2017).....	40
FIGURE 2.7.A: EFFORT NORMAL (POTEAUX EXTERNES) (SAMBARY, KEWATE, 2017).....	41
FIGURE 2.8 A : MOMENT DE FLEXION (POTEAUX EXTERNES) (SAMBARY, KEWATE, 2017).....	41
FIGURE 2.9 A : MOMENT DE TORSION (POTEAUX EXTERNES) (SAMBARY, KEWATE, 2017).	42
FIGURE 3.1: DIAGRAMME CONTRAINTE - DÉFORMATION DU BÉTON NON CONFINÉ POUR LE EC2 (EUROCODE 2, 2004).	48
FIGURE 3.2: DIAGRAMME CONTRAINTE – DÉFORMATION DE L'ACIER POUR LE EC2.....	50
FIGURE 3.3: MODÈLE HYSTÉRÉSIS DE TAKEDA MODIFIÉ (1970)	52
FIGURE 3.4: REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE L'OSCILLATEUR SOUS EXCITATION SISMIQUE (DJAFAR, 2012).....	54
FIGURE 3.5: SCHÉMATISATION DU COMPORTEMENT NON-LINÉAIRE.....	57
FIGURE 3.6: SCHÉMA D'INTÉGRATION DE L'ACCÉLÉRATION LINÉAIRE (WILSON, 2002).	59
FIGURE 4.1: VUE EN PLAN DES DEUX STRUCTURES R+01 ET R+04	67
FIGURE 4.2: VUE EN ÉLÉVATION DEUX STRUCTURES R+01	67

FIGURE 4.3: VUE EN ÉLÉVATION DE LA STRUCTURE R+04	68
FIGURE 4.4: SPECTRE DE CALCUL SELON RPA99/V2003	73
FIGURE 4.5: DÉPLACEMENT MAXIMUM NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS X POUR LE MODÈLE EN R+1	77
FIGURE 4.6: DÉPLACEMENT MAXIMUM NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS Y POUR LE MODÈLE EN R+1	77
FIGURE 4.7: DÉPLACEMENT MAXIMUM NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS X POUR LE MODÈLE EN R+4	78
FIGURE 4.8: DÉPLACEMENT MAXIMUM NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS Y POUR LE MODÈLE EN R+4	78
FIGURE 4.9: DÉPLACEMENT MAX NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS X POUR LE MODÈLE EN R+01	80
FIGURE 4.10: DÉPLACEMENT MAX NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS Y POUR LE MODÈLE EN R+1	80
FIGURE 4.11: DÉPLACEMENT MAX NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS X POUR LE MODÈLE EN R+04	81
FIGURE 4.12: DÉPLACEMENT MAXIMAL NORMALISÉ DE L'ÉTAGE SOUPLE SENS Y POUR LE MODÈLE EN R+04	81
FIGURE 4.13 : DÉPLACEMENT MAX DU A L'EFFET DE COUPLAGE POUR LE MODÈLE EN R+1	83
FIGURE 4.14: DÉPLACEMENT MAX DU A L'EFFET DE COUPLAGE EXCENTRICITE-ÉTAGE SOUPLE POUR LE MODÈLE EN R+4	83
FIGURE 5.1: VUE EN PLAN D'UN ÉTAGE COURANT	87
FIGURE 5.2: SECTIONS TRANSVERSALES DES POTEAUX ET POUTRES EN BÉTON ARMÉ	88
FIGURE 5.3: BÂTIMENT EXISTANT ÉTUDIÉ, SANS MÛRS DE REMPLISSAGE EN FAÇADE, AU NIVEAU DU RDC	88
FIGURE 5.4: VUE EN PLAN DU BÂTIMENT EXISTANT ÉTUDIÉ ET DÉTAILS DU FERRAILLAGE	89
FIGURE 5.5: MODÉLISATION NON-LINÉAIRE PAR FIBRES ADOPTÉE POUR LES POTEAUX ET POUTRES EN BÉTON ARMÉ	92
FIGURE 5.6: LOIS DE COMPORTEMENT CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LE BÉTON CONFINÉ ET CELUI NON-CONFINÉ	92
FIGURE 5.7: LOIS DE COMPORTEMENT CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LES BARRES D'ACIER	93
FIGURE 5.8: BIELLES DIAGONALES DE COMPRESSION ET TENSION (A) AND EFFET DE CISAILLEMENT DANS LE MUR (B)	94
FIGURE 5.9: LOI DE COMPORTEMENT DES BIELLES DIAGONALES	94
FIGURE 5.10: EFFET DU COUPLAGE TORSION/ÉTAGE SOUPLE SUR LES DÉPLACEMENTS NORMALISÉS COTÉ RIGIDE DES STRUCTURES (DIRECTION X)	97
FIGURE 5.11: EFFET DU COUPLAGE TORSION/ÉTAGE SOUPLE SUR LES DÉPLACEMENTS NORMALISÉS COTÉ RIGIDE DES STRUCTURES (DIRECTION Y)	98
FIGURE 5.12: EFFET DU COUPLAGE TORSION/ÉTAGE SOUPLE SUR LES DÉPLACEMENTS NORMALISÉS COTÉ FLEXIBLE DES STRUCTURES (DIRECTION X)	98
FIGURE 5.13: EFFET DU COUPLAGE TORSION/ÉTAGE SOUPLE SUR LES DÉPLACEMENTS NORMALISÉS COTÉ FLEXIBLE DES STRUCTURES (DIRECTION Y)	99
FIGURE 5.14: EFFET DU RAPPORT DE RIGIDITÉ ET DE L'EXCENTRICITÉ STRUCTURALE SUR LA DÉFORMATION INTER-ÉTAGES NORMALISÉE AVEC $RSS=1.30$	100
FIGURE 5.15: EFFET DU RAPPORT DE RIGIDITÉ ET DE L'EXCENTRICITÉ STRUCTURALE SUR LA DÉFORMATION INTER-ÉTAGES NORMALISÉE AVEC $RSS=1.60$	100
FIGURE 5.16: EFFET DU RAPPORT DE RIGIDITÉ ET DE L'EXCENTRICITÉ STRUCTURALE SUR LA DÉFORMATION INTER-ÉTAGES NORMALISÉE AVEC $RSS=2.40$	101
FIGURE 5.17: EFFET DU RAPPORT DE RIGIDITÉ ET DE L'EXCENTRICITÉ STRUCTURALE SUR LA DÉFORMATION INTER-ÉTAGES NORMALISÉE AVEC $RSS=3.40$	101

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 3.1: RESUME DE LA METHODE PAR INTEGRATION DIRECTE DE NEWMARK	61
TABLEAU 4.1: DIMENSIONS DES POTEAUX POUR LES DIFFÉRENTES EXCENTRICITÉS POUR LES STRUCTURES EN R+01.....	69
TABLEAU 4.2: DIMENSIONS DES POTEAUX POUR LES DIFFÉRENTES EXCENTRICITÉS POUR LES STRUCTURES EN R+04.....	69
TABLEAU 4.3: RATIOS DE RIGIDITÉ R_{SS} POUR TOUT TYPE DE STRUCTURE.....	71
TABLEAU 4.4: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS POUR LA STRUCTURE DE RÉFÉRENCE EN R+1	74
TABLEAU 4.5: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS POUR LA STRUCTURE DE RÉFÉRENCE EN R+4	74
TABLEAU 4.6: FERRAILLAGE DES POTEAUX POUR LES DIFFÉRENTES EXCENTRICITÉS POUR LES STRUCTURES EN R+01.....	75
TABLEAU 4.7: FERRAILLAGE DES POTEAUX POUR LES DIFFÉRENTES EXCENTRICITÉS POUR LES STRUCTURES EN R+04.....	75
TABLEAU 5.1: DIMENSIONS DES POTEAUX DES MODÈLES UTILISÉS	90
TABLEAU 5.2: DIFFÉRENTS RAPPORTS DE RIGIDITÉS UTILISÉS R_{SS}	91
TABLEAU 5.3: CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON	93
TABLEAU 5.4: CARACTÉRISTIQUES DE L'ACIER.....	93
TABLEAU 5.5: PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA MAÇONNERIE DE REMPLISSAGES	94
TABLEAU 5.6: CARACTÉRISTIQUES DES ACCÉLÉROGRAMMES SÉLECTIONNÉS.....	96
TABLEAU 5.7: CARACTÉRISTIQUES DES ACCÉLÉROGRAMMES SÉLECTIONNÉS.....	103

NOTATIONS

A	Coefficient d'accélération de zone.
A_s	Armatures verticales de rive.
A_{sv}	Armatures longitudinale d'âme.
[C]	Matrice d'amortissement.
D_i	Modes propres normalisés.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
F_a	Force d'amortissement.
F_I	Force d'inertie.
F_s	FORCE élastique de rappel.
F_{ci}	Force de compression du béton comprimé des différentes parties du voile.
F_{si}	Force de compression résultante des armatures comprimées des différentes parties du Voile.
F_{Rcw}	Résistance de calcul de la bielle comprimée.
F_{Rsw}	Résistance de calcul de la bielle tendue.
[K]	Matrice de rigidité.
K	Rigidité effective.
K_o	Rigidité de déchargement de la boucle externe.
K_i	Rigidité de déchargement de la boucle interne.
[M]	Matrice de masse.
M_{Rd}	Moment fléchissant résistant ultime.
M_u	Moment ultime.
M_w	Magnitude de Richter.
N_c	Force de compression du béton comprimé.
N_{Rd}	Effort normal de compression résistant ultime.
N_s	Force de compression résultante des armatures comprimées de rives.
N_u	Force axiale ultime.

Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement de la structure.
<i>S_a</i>	Accélération spectrale.
<i>S_t</i>	Espacement entre deux cadres transversales.
T	Périodes caractéristiques de la structure.
T₁, T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<i>T_s¹</i>	Force de traction résultante des armatures tendues de rive.
<i>T_s²</i>	Force de traction résultante des armatures tendues de milieu.
R_{ss}	Rapport de rigidité entre étages.
e₀	Excentricité de rigidité d'étage.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
η :	Facteur de correction d'amortissement.

INTRODUCTION GENERALE

1 INTRODUCTION

Les considérations de forme des constructions dans le génie sismique classique peuvent être résumées par les conditions suivantes : les dimensions, symétrie et régularité. Les paramètres de configuration de base, principalement les dimensions de construction, sont liés au comportement sismique des structures, qui sont les premières considérations appliquées dans les normes de conception de structure. L'un des objectifs les plus importants dans la conception sismique est d'éviter la distribution irrégulière des forces induites. A cet égard, la répartition des masses, des résistances, de la rigidité et des excentricités affecte fortement la réponse sismique et impose des limites significatives à la variation de la configuration structurelle choisie. Toute irrégularité verticale ou horizontale peut sérieusement modifier défavorablement le bon cheminement de la force sismique dans un système structural.

Malgré les effets dangereux des irrégularités sur la réponse sismique structurelle, les aspects irréguliers sont très attrayants. En effet, La conception de nombreux bâtiments est influencée de manière significative par des considérations esthétiques ou fonctionnelles qui vont souvent à l'encontre de la simplicité et de la préférence de symétrie dans la conception sismique. Par conséquent, la majorité de ces structures seraient classées comme irrégulières, tant en plan qu'en élévation.

Un autre problème est le manque de définitions claires de code pour l'irrégularité résultant de la combinaison des irrégularités plan et verticale. L'irrégularité du système structurel ne dépend pas exclusivement des propriétés structurelles. Les caractéristiques du séisme et la modification des propriétés structurelles des éléments, tels que les éléments en béton fissuré, doivent être stipulées. La distribution des efforts au niveau des étages est principalement due à l'excitation dynamique et la réponse d'une structure, qui à son tour, dépend évidemment de la rigidité relative des niveaux de plancher adjacents.

Dans les structures en portiques, de grands changements dans la rigidité de l'étage peuvent se produire en changeant la hauteur ou la section transversale des colonnes. De même, le déplacement ou l'élimination des colonnes de construction joue également un rôle important. Pour les structures en béton armé, ces changements gouvernent la réponse sismique globale. En effet, une irrégularité en plan ou en élévation peut conduire à une concentration inégale de la déformation et, de ce fait, la concentration d'endommagement tend à être plus sévère et

imprévisible lorsque la structure en béton subit une déformation inélastique significative. Par conséquent, une conception initiale inadéquate de la structure avec des sauts de la rigidité aux niveaux des étages, en particulier pour les structures irrégulières, peut créer une réponse structurale complexe avec des conditions dangereuses et non sécuritaires. Par exemple, le mécanisme de l'étage souple est l'un des modes de défaillance les plus observés, notamment lors du séisme de Boumerdès en 2003, des structures en béton armé qui se produit principalement dans l'étage bas du bâtiment (Figures 1 et 2).



Figure 1: Exemple typique de bâtiment en Algérie avec étage souple



Figure 2: Bâtiments avec étage souple au RDC.

L'irrégularité structurale a été une préoccupation majeure dans l'ingénierie sismique et la conception structurale au cours des dernières décennies. Sachant que les dispositions relatives aux irrégularités de torsion et d'élévation proviennent principalement d'études élastiques ou d'études inélastiques, presque tous les codes et normes de construction imposent des limites et des pénalités pour les irrégularités verticales et horizontales.

En outre, la notion de rigidité doit inclure aussi la répartition de la maçonnerie de remplissage pour mieux refléter le comportement réel de structures vis-à-vis de la torsion, surtout dans la modélisation pour un calcul numérique, ce qui va directement influencer la notion de ductilité, donc directement le comportement structural. Aussi la prise en compte de la rigidité et de la résistance des murs de remplissage dans le cadre de construction avec le rez-de-chaussée souple (grande hauteur, faible densité des murs de remplissage) diminue la période

fondamentale par rapport aux portiques sans remplissage et par conséquent augmente l'effort tranchant à la base et les forces de calcul dans les poutres et les poteaux. Cette augmentation des sollicitations de conception dans les poutres et les poteaux n'est pas prise en compte dans l'analyse conventionnelle des portiques sans remplissage. Malheureusement, aucune instruction n'est donnée dans les RPA 99/2003 pour modéliser les murs de remplissage. A cet égard, l'Eurocode 8 (Eurocode 8. 1998) stipule qu'en cas d'irrégularités prononcées en plan dues à la disposition dissymétrique des remplissages (par exemple, la présence de remplissages sur deux façades consécutives du bâtiment), il convient d'utiliser des modèles spatiaux pour l'analyse de la structure. Il convient d'inclure les remplissages dans le modèle de la structure et de réaliser une étude de sensibilité concernant la position et les propriétés des remplissages.

2 OBJECTIF DE LA THESE

Comme on peut le constater dans les codes sismiques en vigueur et dans la littérature spécialisée, les effets de la combinaison des irrégularités horizontale et verticale sont généralement ignorés. Par conséquent, cela nécessite une évaluation critique et une analyse précise des bâtiments irréguliers avec un rez-de-chaussée souple, en tenant compte de la rigidité et de la résistance du remplissage.

D'après l'analyse bibliographique présentée au chapitre 2, le principal objectif qui émerge est que le couplage des effets de la torsion et du mécanisme de l'étage souple doit être exploré à l'aide d'une analyse plus fine qui se rapprocherait de la réalité.

3 MÉTHODOLOGIE

La méthodologie mise au point pour atteindre l'objectif de la thèse susmentionné est la suivante :

- (i) Faire l'état de l'art autour de notre problématique, en examinant la littérature spécialisée et les dispositions des codes sismiques en la matière.
- (ii) Sélectionnez des modèles de bâtiment pertinents pour notre problématique. Par conséquent, différents paramètres ont été retenus : Afin de prendre en compte l'effet de la distribution irrégulière des remplissages de maçonnerie et de couvrir une large gamme de structures présentant des excentricités structurales et des rapports de fréquences différents.

Aussi, les modèles sélectionnés ont été modélisés avec et sans tenir compte de la résistance / rigidité du remplissage.

(iii) Analyse linéaire des modèles de bâtiment sélectionnés et étude comparative des résultats obtenus à partir des analyses.

(iv) Analyse non linéaire des modèles de bâtiment sélectionnés et étude comparative des résultats obtenus à partir des analyses.

(v) Analyse des résultats et discussions

4 ORGANISATION DE LA THESE

- Le premier chapitre donne une brève introduction sur l'importance de l'évaluation sismique des bâtiments irréguliers avec étage souple et la raison pour laquelle ils sont adoptés par les concepteurs en dépit du fait qu'ils sont plus vulnérables lors du tremblement de terre. Une étude bibliographique sur le comportement des bâtiments irréguliers (torsion et étage souple) et des murs de remplissage lors des séismes a été présentée dans ce chapitre.
- Le deuxième chapitre présente un aperçu des recherches concernant la réponse sismique des structures avec étages transparents. Dans un premier lieu, nous exposons le comportement dynamique des bâtiments avec étages souples.
- Le troisième chapitre expose les démarches de la méthode dynamique non linéaire. Nous commençons par la présentation des lois du comportement des matériaux, ensuite la présentation des méthodes de calcul dynamique temporelle et incrémentale.
- Le chapitre 4 présente la description du bâtiment sélectionné et les paramètres de modélisation structurale ainsi que les résultats obtenus.
- Le chapitre 5 présente l'analyse dynamique non linéaire des modèles de bâtiment sélectionnés ainsi que les résultats correspondants.

Conclusions & perspective, le résumé et les conclusions sont donnés. La portée des travaux futurs est également discutée.

Chapitre 1:

REVUE GENERALE SUR LA PRESENCE DES ETAGES TRANSPARENTS DANS LES BATIMENTS

1.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'exposer une revue générale sur la présence des étages transparents dans les bâtiments. Dans un premier temps nous présentons la configuration des étages ouverts dans les bâtiments, ainsi que leurs nécessités dans le design architectural moderne. Ensuite, nous essayons de donner quelques notions et définitions sur le mécanisme d'étage souple. Puis, nous illustrons une synthèse sur le mécanisme de ruine des étages ouverts à savoir : l'étage souple, l'étage faible, notion sur des différentes irrégularités structurelles en présence de la torsion. En fin, nous passons en revue réglementaire sur les étages souples à savoir : le règlement parasismique Algérien, le code Européen, etc.,

1.2 CONFIGURATION DES ETAGES OUVERTS DANS LES BATIMENTS

1.2.1 Nécessité de présence des étages ouverts

Dans la conception parasismique, les irrégularités de l'étage souple et l'étage faible sont réciproques avec une différence significative entre la rigidité et la résistance dans l'un des étages d'un bâtiment et le reste d'entre eux. Les deux configurations sont connues en termes architecturaux comme : l'étage ouvert ou transparent. Le nombre d'avantages offerts par ce concept de design architectural moderne, tant esthétique que fonctionnel, est la raison pour laquelle il a été encouragé dans le monde entier depuis le 20ème siècle (Guevara-Perez , 2012).

Plusieurs bâtiments multi-étages aujourd'hui pour des raisons pratiques ont un rez -de-chaussée ouvert comme un usage inévitable, essentiellement pour générer des halls de stationnement ou de réception comme le montrent les figures 1.1 et 1.2. Les étages supérieurs ont des panneaux muraux remplis de briques avec divers pourcentages d'ouverture. Ces types de bâtiments ne sont pas souhaitables dans les zones d'activités sismiques élevées parce que diverses irrégularités verticales sont induites dans tels bâtiments qui ont toujours un comportement médiocre pendant les séismes antérieurs. On sait depuis longtemps que les murs de remplissage en maçonnerie affectent la résistance et la rigidité des structures à ossatures remplies. Les murs de remplissage sont généralement considérés comme un élément

non structurel, et leur effet sont négligés en ignorant leur rigidité durant la phase de modélisation de la structure en portiques (Halde and Deshmukh, 2015).



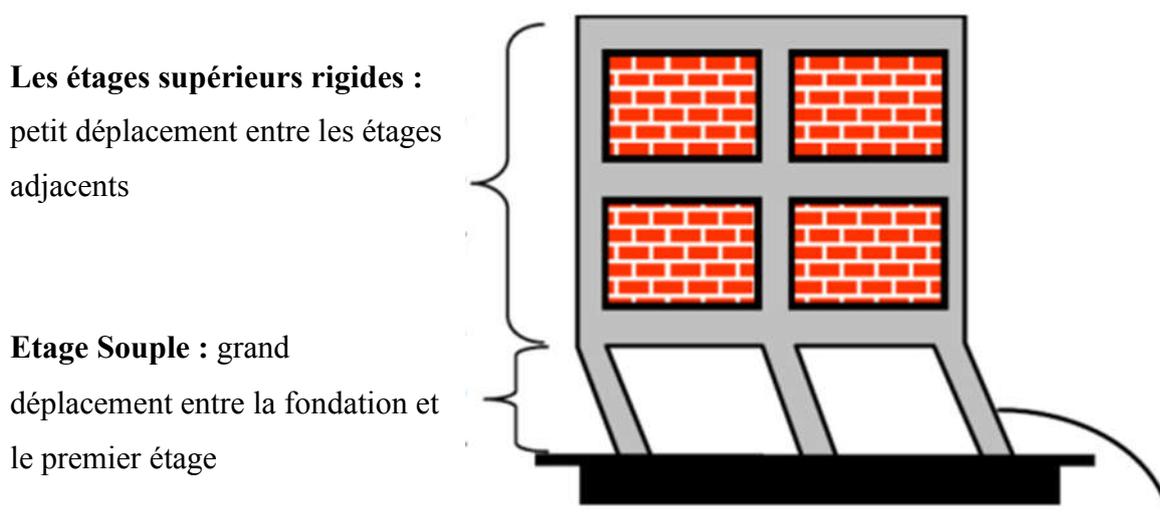
Figure 1.1: Bâtiment à étage ouvert (Halde and Deshmukh, 2015)



Figure 1.2: Exemple d'étage ouvert utilisé comme parking (Halde and Deshmukh, 2015)

Le déplacement latéral d'un étage est en fonction de la rigidité, de la masse et de la force latérale distribuée sur cet étage. Nous savons également que la répartition de la force latérale

le long de la hauteur d'un bâtiment est directement liée à la masse et à la raideur de chaque étage. Si l'effet P-delta est considéré comme la principale raison de l'effondrement dynamique des structures du bâtiment pendant les tremblements de terre, des déplacements latéraux déterminés avec précision dans le processus de conception élastique peuvent fournir des informations très importantes sur le comportement structurel du système. Par conséquent, une procédure d'analyse dynamique est nécessaire dans de nombreux codes pour une distribution précise des forces sismiques le long de la hauteur du bâtiment, déterminant les effets modaux et la demande de ductilité locale d'une manière efficace. Les étages supérieurs se déplacent comme un seul bloc car la présence de la maçonnerie lui rend plus rigide (Figure 1.3), d'où le déplacement est plus élevé dans l'étage souple.



Les poteaux du rez de chaussée fortement sollicités

Figure 1.3: Comportement de l'étage souple (Halde and Deshmukh , 2015)

1.2.2 Etage souple ou flexible

Par définition, est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage supérieur ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages supérieurs (Ghalimath and Hatti, 2015).

L'irrégularité de l'étage souple, se réfère à l'existence d'un plancher de construction qui présente une rigidité significativement plus faible que les autres, d'où il est également appelé : étage flexible. Il est généralement généré inconsciemment en raison de l'élimination ou la

réduction du nombre de murs rigides non structuraux dans l'un des étages d'un bâtiment, ou de ne pas considérer dans la conception structurelle et l'analyse, la limitation de la libre déformation qui impose sur le reste des planchers, la fixation d'éléments rigides sur des éléments structuraux non pris en compte sont parfois l'origine de cet effet.

Si l'effet d'étage souple n'est pas prévu dans la conception structurelle, des dommages irréversibles seront généralement présents à la fois sur le plan structurel et les composants non structuraux du plancher. Cela peut provoquer l'effondrement local et, dans certains cas, même l'effondrement total du bâtiment.

Généralement, le premier étage souple est la caractéristique la plus commune de l'irrégularité de l'étage souple. Il est généralement présent dans les bâtiments à ossature moderne lorsqu'un grand nombre de composants rigides non structuraux, tels que les murs en maçonnerie, sont attachés aux poteaux des étages supérieurs d'une ossature en béton armé, tandis que le premier étage est vide de murs ou réduit de nombre de murs par rapport aux étages supérieurs. Les composants rigides non structuraux limitent la capacité de déformation des poteaux, modifiant les performances structurelles du bâtiment en forces horizontales (Guevara-Perez, 2012). Dans un bâtiment régulier, les forces de cisaillement du tremblement de terre augmentent vers le premier étage (Voir Figure 1.4.). Le déplacement total (Δ_t) induit par un tremblement de terre a tendance à se répartir de façon homogène dans chaque étage sur toute la hauteur du bâtiment.

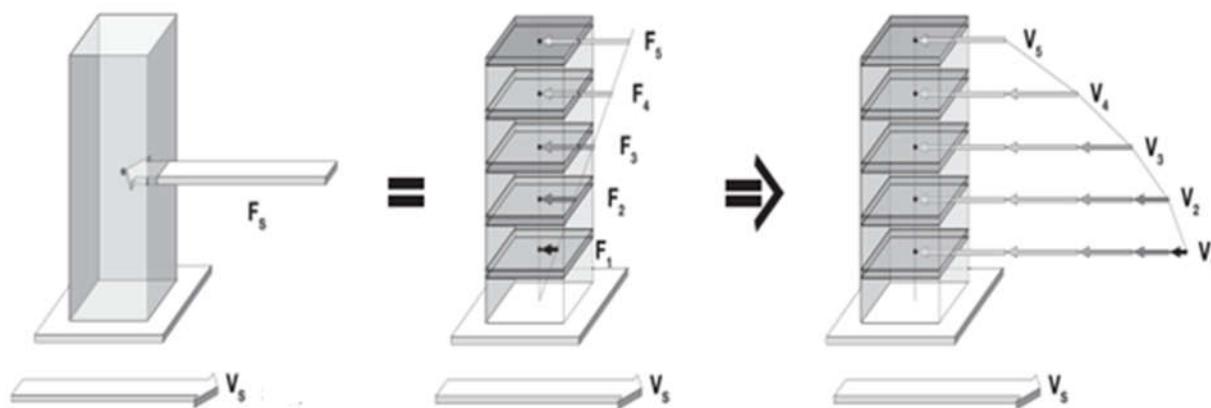


Figure 1.4: Forces latérales et forces de cisaillement générées dans les bâtiments en raison du mouvement du sol (Guevara-Perez, 2012)

Quand une portion est plus flexible de la partie inférieure du bâtiment supporte une portion plus massive et rigide, la majeure partie de l'énergie sera absorbée par l'étage le plus flexible,

tandis que le partie restante d'énergie sera réparti entre les étages supérieurs plus rigides, produisant sur l'étage le plus flexible, un plus grand déplacement relatif entre la dalle inférieure et supérieure de l'étage souple (déplacement inter étage) et donc, les poteaux de cet étage seront soumis à de grandes déformations (Voir la Figure 1.5).

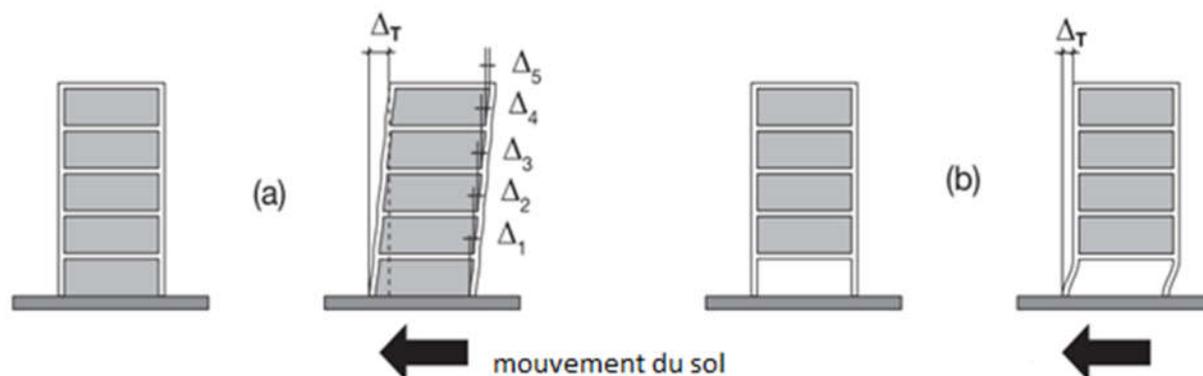
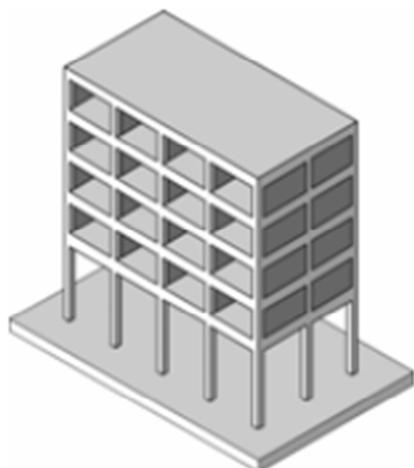


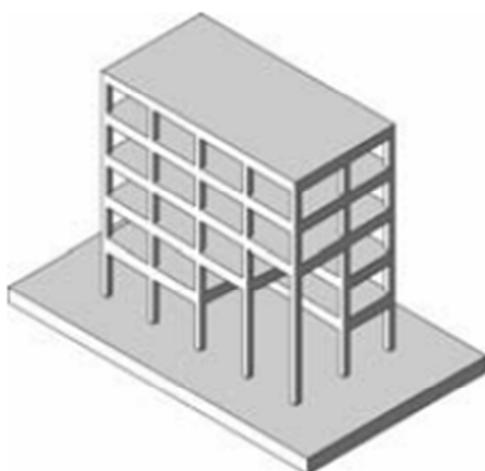
Figure 1.5: Répartition du déplacement total généré par un séisme dans : (a) un bâtiment normal ; et (b) un bâtiment avec une irrégularité de l'étage souple (Guevara-Perez, 2012)

Dans le cas des premières étages souples à double hauteur, les poteaux sont très flexibles non seulement en raison de l'absence totale ou partielle de murs, mais en raison de leur hauteur significativement plus grande par rapport à celles des étages supérieurs (Figure 1.6a).

Cette configuration est l'une des caractéristiques de la conception moderne pour les immeubles de bureaux, les hôtels et les hôpitaux, dans lesquels l'accès pour le grand public a une grande importance (Guevara-Perez, 2012). La Figure 1.6 (a, b) montre deux exemples de bâtiments modernes avec une première configuration d'étage souple en double hauteur ou partielle.



a-



b-

Figure 1.6: La configuration moderne de bâtiment avec étage souple de double hauteur (a), et (b) une étage souple partielle avec des poteaux de hauteur différente dans le coin du bâtiment (Guevara-Perez, 2012).

Un étage souple existe également aux étages intermédiaires. C'est une configuration typique de programmes d'aménagement inclus des installations collectives, comme une bibliothèque, une école maternelle, un cinéma, des aires de loisirs, des commerces et autres ; certains d'entre eux avaient besoin de grands espaces disponibles, c'est pourquoi un étage entier ou une grande partie de celui-ci était laissé sans murs.

1.2.3 Etage faible

Par définition, l'étage faible est celui dans lequel la résistance est inférieure à 80 pour cent de celle dans l'étage ci-dessus (Ghalimath and Hatti, 2015). La force latérale de l'étage est la résistance totale de toutes les forces sismiques qui supportent le cisaillement d'étage dans la direction considérée.

L'étage faible est une irrégularité qui fait référence à l'existence d'un plancher de bâtiment présentant une résistance structurelle latérale inférieure à celle du plancher supérieur immédiat ou du reste des étages du bâtiment. La partie la plus faible du bâtiment subirait de graves dommages en raison de son incapacité à supporter les différents types de charges (latérales, verticales et moments) produites par le mouvement du sol.

La configuration des étages faibles est souvent générée dans les bâtiments, des hôtels et des hôpitaux, où non seulement le premier étage est conçu avec le nombre de murs est inférieur des autres étages, mais en général, il a une plus grande hauteur que le reste des autres étages.

Un étage faible peut être généré par (Guevara-Perez, 2012) :

- 1) l'élimination ou l'affaiblissement des composants résistants aux séismes du premier étage.
- 2) systèmes mixtes : cadres et murs porteurs, avec interruption de paroi au deuxième étage ou aux étages intermédiaires (Voir la Figure 1.7). Cette irrégularité peut également être présente au premier étage ou aux étages intermédiaires. Il existe de nombreux exemples de bâtiments présentant une combinaison de ces types d'irrégularités, d'étage souple et faible, ce qui les rend particulièrement vulnérables sur le plan sismique.

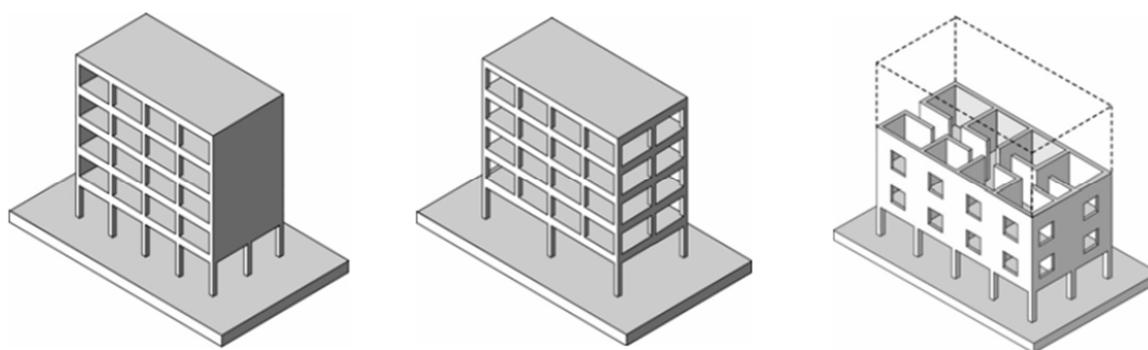


Figure 1.7: Exemples d'irrégularité du premier étage faible (Guevara-Perez, 2012).

1.3 TORSION

1.3.1 Types de torsion

Les études sur les dommages sismiques et les analyses menées sur les modes de défaillance des structures de bâtiments au cours de séismes sévères antérieurs ont conclu que les structures de bâtiments les plus vulnérables sont celles qui sont de nature asymétrique. Les bâtiments à plan asymétrique, à savoir les bâtiments avec des distributions asymétriques de masse et de résistance en plan, sont des systèmes caractérisés par une réponse sismique couplée torsionnelle - translationnelle. Les structures de construction asymétriques sont presque inévitables dans la construction moderne en raison de divers types d'exigences fonctionnelles et architecturales. La torsion dans les bâtiments pendant le séisme peut être causée par une variété de raisons, dont les plus courantes sont les distributions de masse et de rigidité non symétriques. Les codes modernes traitent la torsion en imposant des restrictions sur la conception des bâtiments présentant des configurations irrégulières et également en introduisant une excentricité accidentelle qui doit être prise en compte dans la conception. Le couplage latéral-torsion dû à l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR) dans les structures de construction asymétriques engendre des vibrations de torsion même sous l'effet d'une secousse purement translationnelle du sol (Figure 1.8). Au cours des secousses sismiques des systèmes structurels, la force d'inertie agit à travers le centre de masse tandis que la force résistive agit à travers le centre de rigidité comme le montre la figure 1.8. En conséquence, la nature de ces excentricités est de deux types :

a- Torsion naturelle

La torsion naturelle est considérée comme la réponse de torsion résultante due à l'accouplement entre les mouvements latéraux et de torsion des bâtiments avec l'asymétrie structurale en plan. Les forces dynamiques agissant sur une structure pendant un tremblement de terre sont en fonction de l'inertie massique et sont considérées pour agir par le centre de la masse, CM, à chaque niveau de plancher. Si le centre de la masse et le centre de la rigidité, CR, de chaque plancher ne coïncident pas, il résulte un mouvement de torsion quand la structure est soumise à la secousse sismique.

b- Torsion Accidentelle

La torsion accidentelle est considérée dans l'analyse des bâtiments pour tenir compte des erreurs dans l'évaluation de la distribution de la masse et de la rigidité des étages et de la composante rotationnelle des mouvements sismiques du sol (Humar and Kumar 1998). Habituellement, cette irrégularité est prise en compte dans le processus d'analyse et de conception sous forme d'une excentricité supplémentaire à l'excentricité structurale.

Généralement, les dispositions règlementaires couvrent deux sources d'effets de torsion : l'excentricité accidentelle due à l'incertitude quant à l'excitation et à la réponse ; et le couplage des modes de torsion et de translation lorsque les périodes naturelles sont proches.

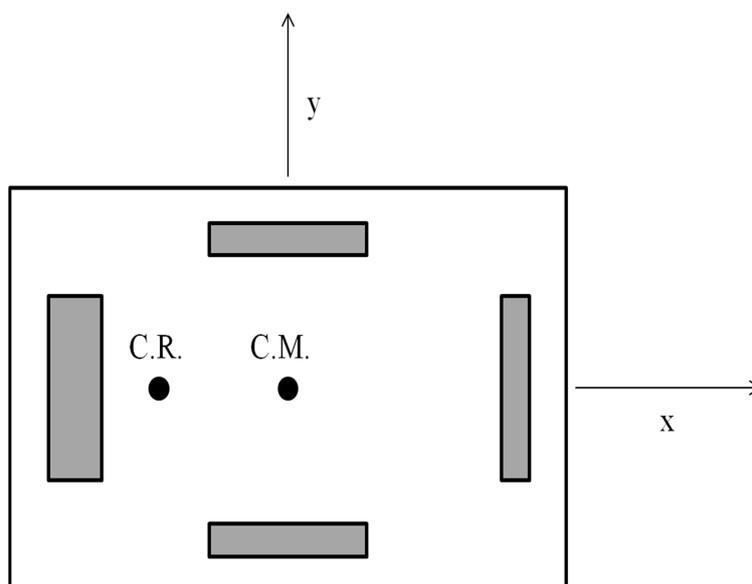


Figure 1.8: Position en plan des centres de masse et de rigidité

1.3.2 Excentricité accidentelle

De nombreuses sources contribuent à cette excentricité. Ils sont considérés individuellement comme suit (Elms, 1976):

a- Variations accidentelles du centre de rigidité

La position calculée du centre de rigidité peut différer de la réalité pour plusieurs raisons, telles que les hypothèses de modélisation, les limites des calculs de rigidité, les effets des éléments structurelles secondaires, les variations de dimensions et propriétés des matériaux,

effets de fondations et, pour les séismes sévères, défaillance asymétrique des éléments résistant à la torsion, néanmoins l'échec asymétrique est probablement le plus grand de ces effets (Elms, 1976).

b- Variations accidentelles du centre de masse

Cet effet est susceptible d'être faible car le centre de masse peut être trouvé de manière plus fiable que le centre de la rigidité. Cependant, cela peut ne pas être vrai pour les entrepôts, les bâtiments de stockage et autres structures avec une charge permanente importante et variable (Elms, 1976).

c- Torsion due au mouvement du sol

L'effet torsion du Mouvement de sol a été estimé par Newmark (Newmark, 1959). L'effet du spectre de torsion du mouvement de sol est estimé à partir d'un spectre de translation basé approximativement sur le mouvement El Centro N-S de 1940, avec diverses hypothèses sur l'amortissement. La composante rotationnelle est obtenue à partir de la dérivée longitudinale de l'onde de cisaillement transversale. Une excentricité équivalente est ensuite calculée pour une gamme de types de bâtiments à un étage (Elms, 1976).

1.3.3 Couplage entre les modes de torsion et de translation

L'effet du couplage entre les modes de torsion et de translation où les fréquences naturelles sont proches a été bien pris en considération par les différents codes parasismiques modernes, comme il peut conduire à de fortes vibrations torsionnelles. Néanmoins, il est évident que plus de travail doit être fait sur la question de l'amplification due au couplage modal. Ici, des analyses dynamiques de bâtiments typiques à plusieurs étages devraient être effectuées pour donner des points supplémentaires (Elms, 1976).

1.3.4 Centre de rigidité

Le concept du centre de rigidité est mal défini et quelque peu arbitraire. Le centre de rigidité défini pour un niveau de plancher pour une structure irrégulière n'est pas évident. L'application d'un couple au sommet d'un bâtiment a le même effet que l'application du couple au niveau du sol considéré, la partie du bâtiment au-dessus de ce niveau étant

supprimée. Le centre de rigidité est alors le centre de rotation à cet étage sous l'action du couple (Elms, 1976).

Le même point peut également être défini (par le théorème de réciprocité) comme le point auquel l'application d'une force transversale ne provoquera aucune rotation du niveau de sol considéré. Cela peut parfois être une approche plus facile pour le calcul du centre de rigidité.

1.4 MECANISME DE RUINE ETAGES OUVERTS SOUS SEISME

1.4.1 Comportement général des bâtiments avec étages ouverts sous séisme

Le comportement général d'un bâtiment avec étage souple se schématise comme un pendule inverse comme le montre la figure 1.9. Après une excitation sismique le mode de ruine peut être illustré de la manière présentée dans la figure 1.9c. Dans la suite, on expose quelques cas pathologiques de l'effondrement des bâtiments à étages souples sous séisme.

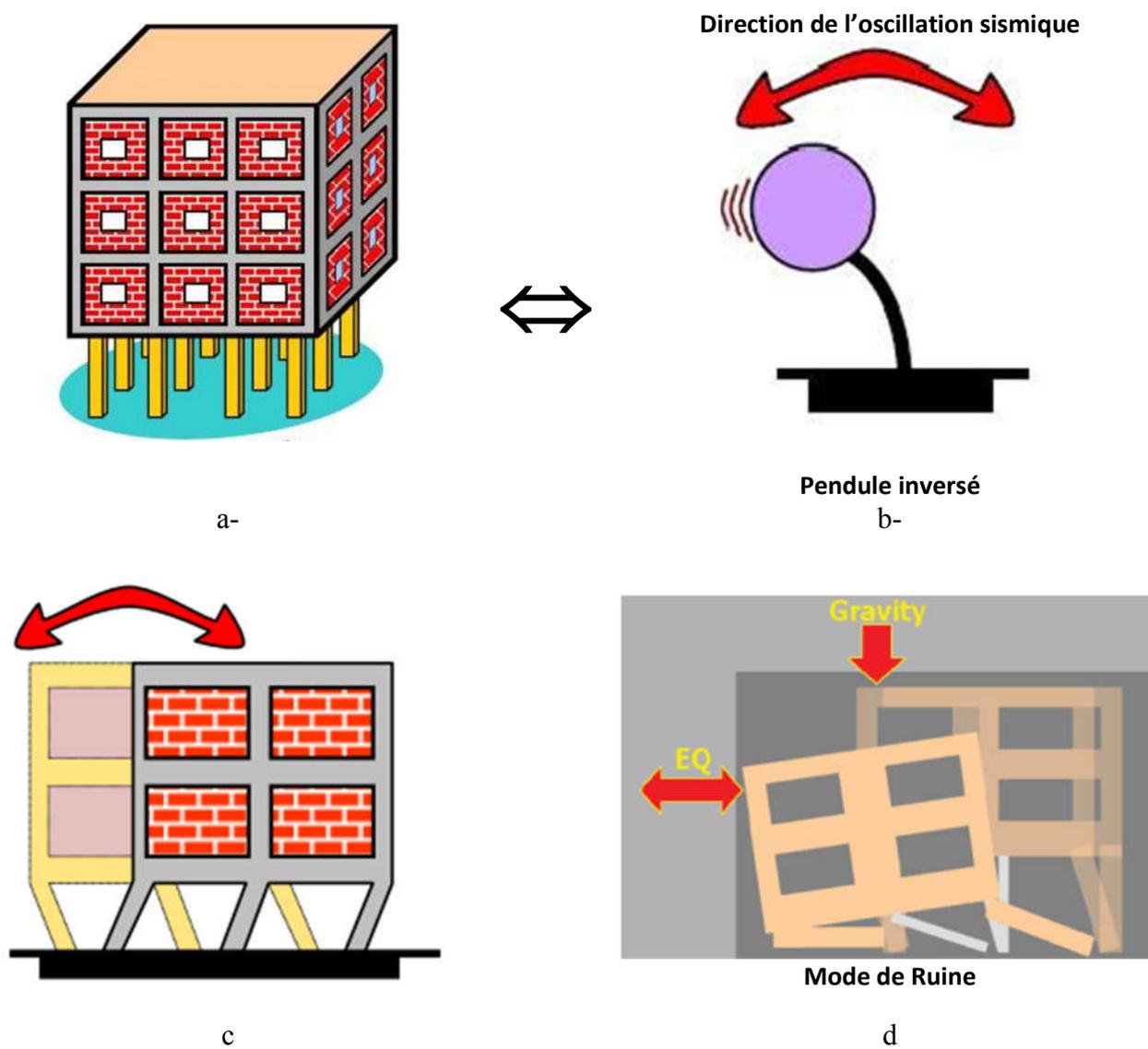


Figure 1.9: Mécanisme de ruine d'un bâtiment à étage souple (Vijayanarayanan et al., 2012), (Setia and Sharma, 2012)

1.4.2 Mécanisme de ruine des étages souples

L'échec de l'étage souple a été responsable près de la moitié de toutes les maisons qui sont devenues inhabitables durant le séisme de 1989 de Loma Prieta (Californie) [https://en.wikipedia.org/wiki/Soft_story_building].

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent imputable au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés (parois ou autres), le rez-de-chaussée est ajouré et ne comprend que des poteaux porteurs. Il en résulte un niveau « souple », flexible dans le plan horizontal. Or, les poteaux sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place. Les déformations plastiques, dites « rotules plastiques », qui apparaissent aux extrémités des poteaux déclenchent un mécanisme redouté dit « de poteaux (ou « d'étage »), caractérisé par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des poteaux. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable (Bachmann, 2002).

La rupture a habituellement lieu à leurs jonctions avec les planchers supérieur et inférieur, car le rayon de courbure y est petit et le besoin de ductilité (de plasticité) très important, dépassant la capacité de déformation des poteaux usuels (Figures 1.10, 1.10, 1.11, 1.12 et 1.13).



Figure 1.10: Effondrement sous l'effet d'un rez-de-chaussée " souple" (Bachmann, 2002)



Figure 1.11: rez-de-chaussée effondré entièrement. Murs en béton armé- Great Hanshin, Japon 1995 / Kobe (Götz, 2003)



Figure 1.12: Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el bahri. Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie (Seghir, 2007)



Figure 1.13: Mécanisme de ruine des poteaux d l'étage souple (Frioul, Italie, 1976)- (Bachmann, 2002).

Un confinement dense du béton aux extrémités des poteaux, ainsi que la présence d'un gousset ou d'un chapiteau, améliore leur comportement sans toutefois leur assurer une capacité de résister à un séisme de forte magnitude. Les véritables solutions consistent à conférer au niveau concerné une rigidité horizontale comparable à celle des autres niveaux.

1.4.3 Mécanisme de ruine des étages faibles sous séisme

Lorsque les étages des bâtiments existants sont aménagés en garages, locaux commerciaux ou administratifs. Aucun mur n'est construit à ces étages en raison de ses problèmes d'utilisation et de confort. Mais les étages supérieurs ont des murs séparant les pièces les uns des autres pour l'usage résidentiel. Dans ces arrangements, les étages supérieurs de la plupart des bâtiments sont plus rigides que leurs étages de base. En conséquence, les comportements sismiques de la base et des étages supérieurs sont significativement différents les uns des autres. Ce phénomène est appelé l'irrégularité de faible étage. Les étages faibles sont soumis à des charges latérales plus importantes pendant les tremblements de terre et sous des charges latérales leurs déformations latérales sont plus grandes que celles des autres étages. La conception des éléments structuraux des étages faibles est donc critique et différente des autres étages (Kirac et al., 2011).

L'étage faible était aussi l'origine de la ruine de plusieurs constructions comme le témoigne plusieurs séismes antérieurs, que nous exposons quelques cas :

- Le séisme de la Californie en 1971, l'hôpital de San Fernando (figure 1.14), le rez de chaussée effondré complètement (étage souple) et le deuxième plancher a été lâché par terre avec un déplacement latéral environ 2 mètres.
- Le séisme de Boumerdes (Algérie) en 2003, habitation individuelle (figure 1.15), le rez de chaussée a disparu complètement.
- Le séisme de Mexico 1985, bâtiment d'habitation avec étage faible au niveau supérieur (figure 1.16), Ce bâtiment a subi un effondrement de la partie supérieure et le reste des étages jusqu'au sol n'ont subi aucun dommage.
- Séisme de Kobe en 1995, immeuble avec étage aménagé en bureaux (figure 1.17, 1.18), effondrement des étages du milieu, car ils marquaient une transition entre des poteaux métalliques (remplis de béton) et des poteaux en Béton Armé.



Figure 1.14: Etage faible au RDC, Hôpital San Fernando, La Californie (séisme, 1971)



Figure 1.15: Effondrement habitation individuelle à étage faible, Zemmouri ville – Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie.



Figure 1.16: Effondrement de la partie supérieure du bâtiment (Mexico 1985)



Figure 1.17: effondrement d'un immeuble avec bureaux. (Kobe en 1995)



Figure 1.18: effondrement d'un étage de la mairie de Kobe (Séisme de Kobe en 1995)

1.4.4 Comportement des bâtiments sous torsion

La morphologie d'un bâtiment de trois étages en plan irrégulière, en forme de T (ville Aquila en Turquie). Le premier étage sert de magasin et de garage, les autres étages servent d'habitation (Verderame et al., 2010). L'effondrement du bâtiment ne concernait que les éléments du premier étage. La figure 1.19 montre des fissures modérées dans les remplissages de l'étage supérieur. Le mécanisme de ruine n'est pas translationnel (Verderame et al., 2010).



a-



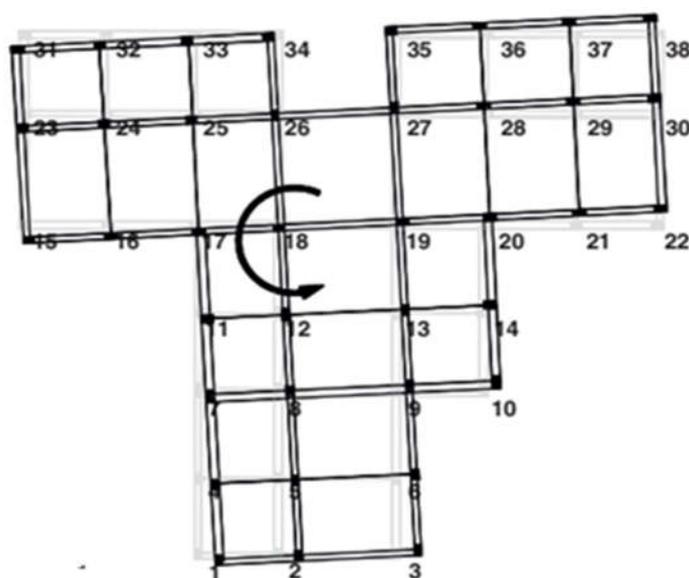
b-

Figure 1.19: Mécanisme d'effondrement du bâtiment. Dommages le long des ailes sud-est (a) et sud-ouest (b) du bâtiment (Verderame et al., 2010).

La position des poteaux endommagés du premier étage suggère que le bâtiment s'est effondré sous un mécanisme de torsion, tel que schématisé à la figure 1.20. Les poteaux du premier

étage éloignés du centre des masses montrent des déplacements approximativement égaux à des dizaines de centimètres dans la direction X et très petite dans la direction Y ; de la même manière, les poteaux dans le sens perpendiculaire montrent des déplacements de quelques centimètres dans la direction Y et très faibles dans la direction X. Les poteaux d'angle sont totalement séparés du reste du bâtiment (Verderame et al., 2010).

L'observation des poteaux endommagés montre qu'aucun mécanisme ductile n'a été développé ; la perte de contact entre le poteau et l'articulation supérieure n'est pas impliquée dans un tel mécanisme. En conséquence, cet effet est lié à des exigences élevées de rotation contrôlée par la flexion, qui ne sont pas montrées par des éléments défectueux.



a-



b-



c-



d-

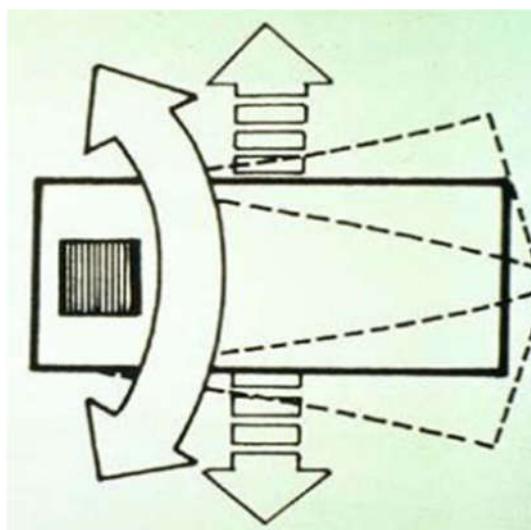
Figure 1.20: Endommagement du Poteau dû au mouvement de rotation (Verderame et al., 2010).

D'autre cas, la distribution des espaces et le choix de leurs enveloppes ne créent pas de noyaux rigides excentrés. Dans le cas ci-dessous, le niveau flexible du rez-de-chaussée

comporte un « noyau rigide excentré (cage d'escalier). Sous l'effet des secousses, le bâtiment a subi une torsion autour de ce noyau rigide peu déformable (Figure 1.21).



a-



b- représentation schématique du moment de torsion autour d'un noyau rigide et à droite illustration du phénomène autour d'une cage d'escalier rigide

Figure 1.21: Dommages sismiques dus à la torsion d'ensemble, séismes de Séisme de Kobé, 1995, (Balandier, 2011)

1.5 VISION REGLEMENTAIRE SUR LA CONCEPTION DES ETAGES OUVERTS

Le problème de l'étage souple est pris en compte de façon plus ou moins explicite par les codes parasismiques internationaux. Cette prise en compte, qui se réduit à vérifier uniquement l'irrégularité verticale de la structure, varie d'un pays à un autre. Néanmoins, on peut la résumer par au-moins deux cas de figure suivants :

- **Définition de l'étage souple dans les codes : RPA 99/2003, FEMA310, Eurocode 8**

L'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus.

- **Code turc (TEC, 2007)**

Selon le code parasismique turc (TEC), l'étage souple est, dans toute direction du séisme, celui dont le coefficient d'irrégularité de rigidité, qui est le rapport entre le déplacement relatif de l'étage i et celui de l'étage du dessus $i+1$, est plus grand que 2.0.

- **Règlement RPA99/v2003**

Le règlement RPA99/v2003 suggère que les systèmes comportant des transparences sont en général à éviter. Sinon, outre la pénalisation par un coefficient de comportement adéquat ($R=2$), il y a lieu de prendre toutes les dispositions pour atténuer les effets défavorables prévisibles.

- **Eurocode 8**

L'Eurocode 8 préconise, en cas d'irrégularités notables en élévation (par exemple, réduction sensible des remplissages sur un ou plusieurs niveaux par rapport aux autres niveaux), les effets de l'action sismique dans les éléments verticaux des niveaux concernés doivent être augmentés, à défaut d'une modélisation plus précise de ces remplissages.

- **Dispositions du code IS (Indian Standart) (IS 1893 (Part I): 2002), (Ghalimath.A.G, Hatti, 2015)**

Alternativement, les critères de conception suivants doivent être adoptés après la réalisation de l'analyse sismique.

- ✓ Négliger l'effet des murs de remplissages dans les autres étages ;
- ✓ Les poteaux et les poutres de l'étage souple doivent être conçus avec 2,5 fois les cisaillements d'étages et les moments calculés sous les charges sismiques spécifiées.

- ✓ Outre les poteaux conçues et détaillés pour les cisaillements et les moments d'étage calculés, le mur de cisaillement placé symétriquement dans les deux directions du bâtiment aussi loin que possible des centres du bâtiment : être conçu exclusivement avec 1,5 fois la force de cisaillement d'étage latéral calculé comme précédemment.

- **Dispositions du code Mexicain NTCS-04**

La rigidité de cisaillement latérale d'un étage ne doit pas dépasser de plus de 50% la rigidité de cisaillement ou la force de l'étage adjacente au-dessous de celle qui est considérée. Ainsi, en termes de rigidité seule, $K_i / K_{i-1} \leq 1.5$. Le dernier étage est exempté de cette exigence (Tena-Colunga, 2010 et NTCS-04).

- ✓ Si cette condition n'est pas remplie, le bâtiment est classé comme irrégulier ; par conséquent, $Q'_{\text{irrégulier}} = 0.9Q'_{\text{régulier}}$ doit être utilisé pour la conception. Si deux conditions de régularité ou plus ne sont pas satisfaites, $Q'_{\text{irrégulier}} = 0.8Q'_{\text{régulier}}$.
- ✓ Si la rigidité de cisaillement latérale ou la résistance au cisaillement de n'importe quel étage dépasse plus de 100 pour cent la rigidité de cisaillement ou la force de l'étage adjacent au-dessous de celui considéré ($K_i / K_{i-1} \geq 2.0$ ou $V_i / V_{i-1} \geq 2.0$) doit être classé comme fortement irrégulier, et on utilise $Q'_{\text{fortement irrégulier}} = 0.7Q'_{\text{irrégulier}}$.

- **ASCE 41-06**

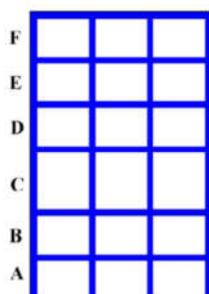
$$\text{Rigidité de l'étage souple} = \frac{\text{Force dans la direction X ou Y}}{\text{Déplacement relatif du plancher}} < 0,7$$

$$\text{Rapport d'étage Faible} = \frac{\text{Charges totales dans une étage dans la direction X ou Y}}{\text{Charges des étages adjacentes dans la direction X ou Y}} < 0,8$$

- **NBCC2015 (Ventura, 2006)**

a- Irrégularité de rigidité verticale

L'irrégularité de rigidité verticale est considérée comme existante lorsque la rigidité latérale des portiques dans un étage est inférieure à 70% de la rigidité de l'étage adjacent, ou inférieure à 80% de la rigidité moyenne des trois étages supérieurs ou inférieurs.



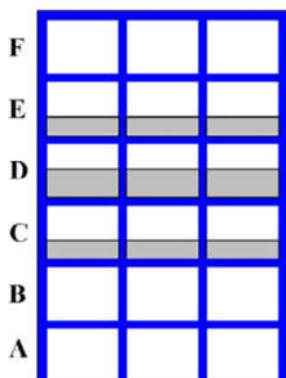
$$K_C < 0.70. K_D$$

OU

$$K_C < 0.80. \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

b- Irrégularité de poids (la masse)

L'irrégularité de poids doit être considérée comme existante lorsque le poids, W_i , de tout étage est supérieur à 150% du poids d'un étage adjacent. Le poids de la terrasse plus léger que l'étage inférieur ne doit pas être pris en compte.



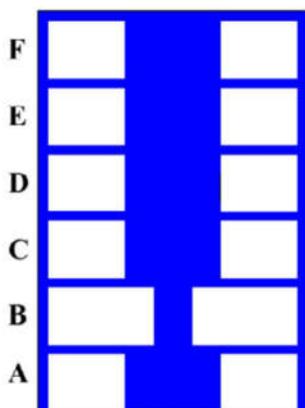
$$W_D > 1.50. W_E$$

OU

$$W_D > 1.50. W_C$$

c-Discontinuité de capacité – étage Faible

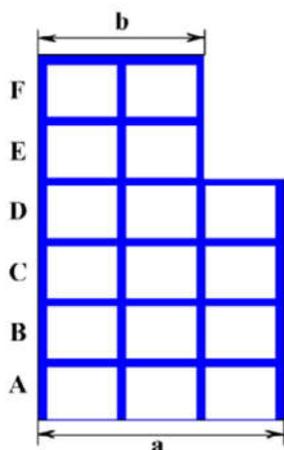
Un étage faible est celui dans lequel la résistance de cisaillement de l'étage est inférieure à celle dans l'étage au-dessus. La résistance au cisaillement de l'étage est la résistance totale de tous les éléments (portiques) résistant au séisme partageant le cisaillement de l'étage pour la direction considérée.



$$\begin{aligned} & \text{La résistance de l'étage B} \\ & < \\ & 0.70 \text{ La résistance de l'étage C} \end{aligned}$$

d-Irrégularité géométrique verticale

L'irrégularité géométrique verticale doit être considérée comme existante lorsque la dimension horizontale des portiques résistants dans tout étage est supérieure à 130% de celle d'un étage adjacent.



$$a > 1.30b$$

1.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une revue générale et réglementaire sur le mécanisme de l'étage transparent (souple et faible) ainsi que la sensibilité des structures à la torsion. De ce qui précède nous pouvons noter que ces deux phénomènes sont la cause de ruine de plusieurs constructions lors des séismes comme témoigne la pathologie poste-sismique des constructions endommagées.

Dans le chapitre suivant nous verrons les travaux de recherches antérieures concernant ces deux irrégularités.

Chapitre 2

COMPORTEMENT DES BATIMENTS AVEC ETAGES TRANSPARENTS

2.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente un aperçu des recherches concernant la réponse sismique des structures avec étages transparents. Dans un premier lieu, on expose le comportement dynamique des bâtiments avec étages souples. Dans ce contexte, une synthèse de plusieurs chercheurs dans le domaine sera exposée. Ensuite, on illustre les différents paramètres influents le comportement des structures avec étages souples, à savoir : la période naturelle, la rigidité de l'étage, le déplacement latéral, le déplacement inter-étage et les efforts dans les poteaux. Une synthèse générale sera présentée sur le comportement des bâtiments ayant une irrégularité de torsion, en l'occurrence : les bâtiments géométriquement irréguliers, les bâtiments irréguliers au niveau de la distribution de la rigidité, les irrégularités de géométrie et de rigidité et les irrégularités de torsion cachées. Enfin, nous allons mettre l'accent sur les facteurs influents le comportement des bâtiments avec irrégularité de torsion.

2.2 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BÂTIMENTS AVEC ÉTAGES SOUPLES

La présence de murs en maçonnerie a un impact significatif sur la réponse sismique d'un bâtiment en BA. Ils augmentent la résistance structurale et la rigidité, mais ils introduisent en même temps des mécanismes de rupture fragiles associés à la défaillance du mur. Durant l'interaction mur-cadre de portique. La répartition de la force sismique dépend de la répartition de la rigidité et de la masse le long de la hauteur. (Maaze, 2013) Les caractéristiques essentielles de l'étage mou consistent en une discontinuité de la résistance ou de la rigidité qui se produit au deuxième étage. L'expérience des séismes antérieurs ont montré qu'un bâtiment avec discontinuité dans la rigidité et la masse était soumis à la concentration des forces et des déformations ce qui peut conduire à la défaillance des éléments à la jonction et à l'effondrement de la construction qu'un bâtiment avec discontinuité dans la rigidité et la masse subisse une concentration de forces et déformations au point de discontinuité qui peut conduire à la rupture des éléments de la jonction de la construction. Ainsi, une modélisation ou une expérience différente permet de comprendre comment le comportement d'un bâtiment à plusieurs étages change avec l'introduction d'étages souples et de différents états d'étages meubles (Mishra et Dubey, 2015).

2.2.1 Wakchaure and Ped (2012)

Ils ont étudié l'effet des murs de maçonnerie sur le bâtiment de grande hauteur. L'analyse dynamique linéaire sur le bâtiment de grande hauteur avec différents arrangements de l'étage souple est effectuée. L'analyse d'un bâtiment R + 9 composé de portiques béton armé est réalisée par le logiciel ETABS. Les résultats montrent qu'en raison des murs de remplissage dans le bâtiment de grande hauteur, le déplacement du toit est réduit. La force de cisaillement à la base est augmentée. La présence de murs de remplissage en maçonnerie non structuraux peut modifier le comportement sismique du bâtiment. Dans le cas d'un remplissage présentant des irrégularités d'élévation, par exemple un étage mou, des dommages ont été constatés à un niveau où il se produit un changement de configuration des portiques.

2.2.2 Hirde Suchita and Tepugade Ganga (2014)

Ils ont réalisé une étude de la performance d'un bâtiment avec un étage mou à différents niveaux. Une analyse statique non linéaire est réalisée. Les rotules plastiques formées dans le modèle de base sont améliorées par le renforcement avec des murs de cisaillement. Les résultats obtenus pour le modèle de base et le modèle renforcé sont comparés. Cette étude met en évidence l'étude de la performance sismique d'un bâtiment R+20 en béton armé avec un étage mou à différents niveaux. D'après cette étude, on observe que les rotules plastiques sont développées dans des poteaux d'étage mou au niveau du rez de chaussée, ce qui n'est pas un critère acceptable pour une conception sécurisée. Après l'adaptation de tous les modèles avec des murs de cisaillement, les rotules plastiques ne sont pas développées dans aucun poteau. La disposition des murs de cisaillement entraîne une réduction du déplacement latéral.

2.2.3 Manabu Yoshimura (1999)

Manabu (1999) a présenté un exemple de construction d'un premier étage fragile qui s'est effondré pendant le séisme de Kobe et met en évidence les effets significatifs de l'équilibre de la force sur la demande du déplacement inter étage du premier niveau. Ensuite, il a effectué une analyse dynamique non linéaire d'un modèle représentant des bâtiments de premier étage faibles, où la force du premier étage et l'équilibre de la force le long de la

hauteur sont pris comme variables d'analyse. Les principaux résultats obtenus à partir des études sont les suivants :

La demande du déplacement inter étage du premier niveau est gouvernée non seulement par la résistance du premier étage, mais aussi par la résistance des étages supérieures ainsi que l'équilibre entre eux.

La résistance du premier étage (en termes de coefficient de cisaillement) requise pour limiter la demande maximale du déplacement inter étage du premier niveau à 1% est de 0,67, 0,63 et 0,44 pour les résistances du deuxième étage (également en termes de coefficient de cisaillement) de 1,5, 1,0 et 0,5, respectivement. La résistance du premier étage requise diminue lorsque la résistance du second étage diminue.

Lorsqu'on adopte un déplacement inter étage autorisé de 2% dans le premier étage, la résistance du premier étage requise est réduite à 0,52, 0,51 et 0,39 pour les résistances du second étage de 1,5, 1,0 et 0,5 respectivement.

2.2.4 Dohare Devendra and Savita Maru (2014)

Ils ont examiné l'étude du comportement sismique d'un bâtiment avec différentes dispositions de l'étage souple, lorsqu'ils sont soumis à des chargements sismiques. Ils ont observé que le fait de prévoir un remplissage améliore le comportement résistant de la structure par rapport à l'étage souple. Le calcul montre que, lorsque les bâtiments à ossature en briques de remplissage sont soumis à des charges sismiques, le cisaillement de base peut être plus de deux fois supérieur à celui prévu sans remplissage.

2.2.5 Bashir Asim et al. 2014

Bashir Asim et al. 2014, ont conduit une étude expérimentale de la réponse sous chargement sismique de trois structures, Modèle 1: bâtiment régulier à plusieurs étages (Aucun étage mou), Modèle 2: bâtiment ayant étage souple au RDC et le modèle 3: bâtiment à étage souple au niveau intermédiaire. Cette expérience a permis de comprendre comment le comportement d'un bâtiment à plusieurs étages évolue avec l'introduction d'étages souples. L'expérience donne une image claire de la façon dont l'introduction d'étages souples rend un bâtiment à plusieurs étages plus vulnérable aux dommages pendant un tremblement de terre.

L'expérience a été réalisée à une échelle réduite sur table vibrante avec l'enregistrement d'El Centro de 1940.

D'après cette étude, les deux bâtiments à étages souples résistent à des forces plus faibles que la structure régulière (Figure 2.1). Le cisaillement de base et les forces de cisaillement à différents niveaux de plancher sont inférieurs pour les bâtiments ayant des étages souples par rapport au bâtiment régulier. Sur la base de cette étude comparative, le bâtiment sans étage souple est considéré comme ayant le maximum de cisaillement de base, suivi par le bâtiment avec un étage souple intermédiaire.

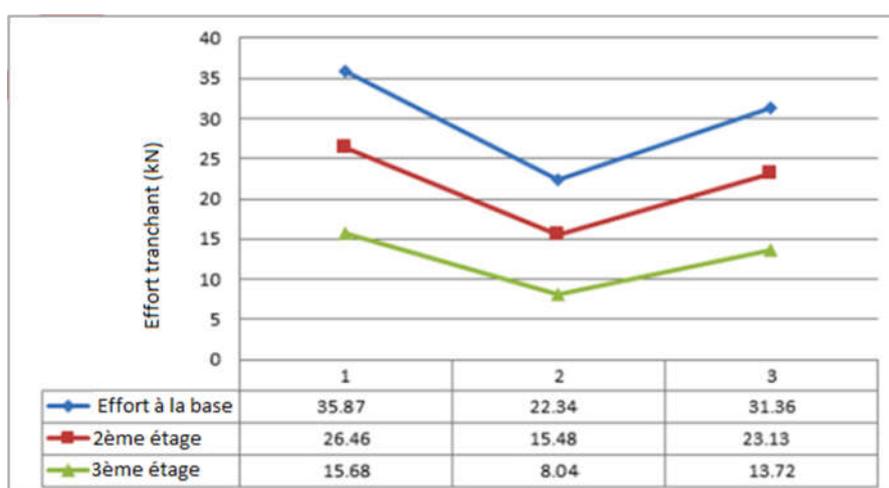


Figure 2.1: Comparaison de l'effort de cisaillement à différents d'étages (Bashir Asim et al, 2014)

Ceci peut être attribué au fait que lors de l'introduction de l'étage souple dans un bâtiment, sa rigidité diminue et sa période augmente. La période plus élevée conduit à des accélérations faibles dans le bâtiment et donc à une plus petite force latérale. En conséquence, des faibles valeurs de cisaillement dans les étages sont obtenues dans les bâtiments à étages souples.

En comparant la réponse de déplacement des modèles, nous observons que le déplacement inter étage dans le cas de bâtiments à étage souple est très grande par rapport à un bâtiment rigide (Figure 2.2). De grands changements dans les déplacements inter étages sont observés à travers l'étage souple. Ces déplacements élevés dans les bâtiments conduisent à des valeurs de moments de flexion supplémentaires indésirables dans les poteaux, ce qui conduit à la défaillance de la structure dans son ensemble.

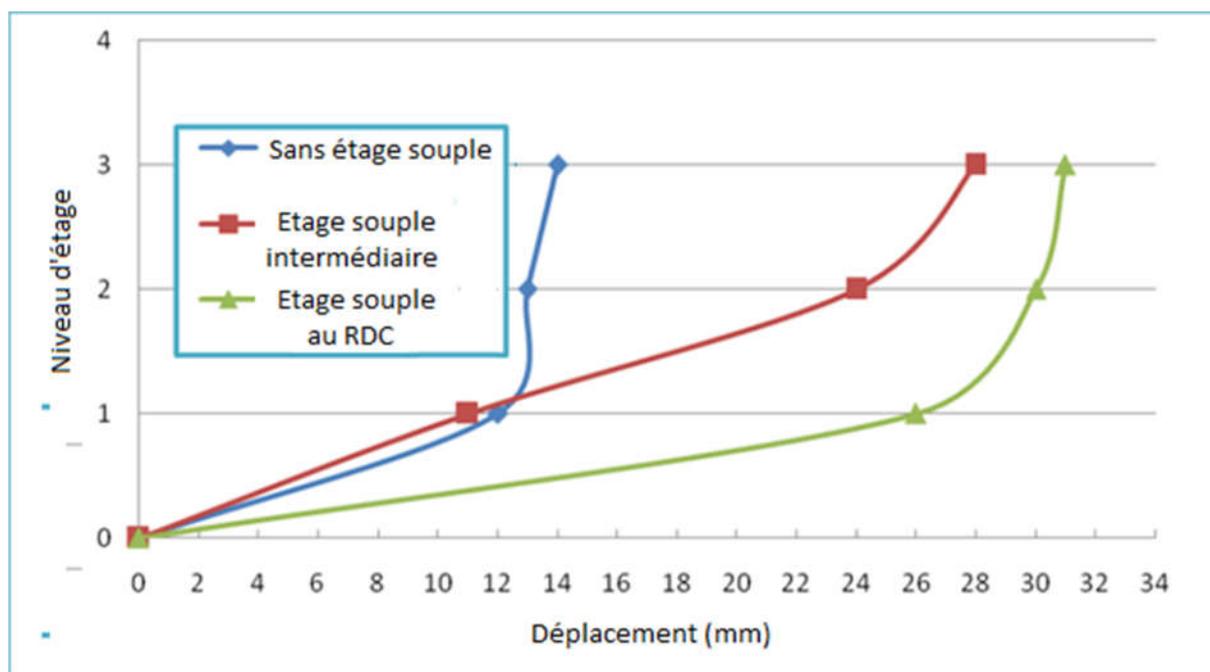


Figure 2.2: Comparaison des déplacements inter étage à différents niveaux de plancher (Bashir Asim et al, 2014)

2.3 PARAMETRES INFLUENT LE COMPORTEMENT DES STRUCTURES AVEC ETAGES SOUPLES

Des travaux de recherche sur le comportement des structures avec étages souples ont été menés par plusieurs chercheurs qui ont modélisé et analysé avec le logiciel (ETABS,2016) différents cas de structures avec et sans mur de remplissage. Généralement, le modèle avec étage souple au premier niveau est considéré. Analyse dynamique linéaire est réalisée en utilisant la méthode du spectre de réponse. La performance du bâtiment évaluée en termes de déplacement inter-étages, déplacements latérales, forces latérales, raideur d'étage, cisaillement de base, la période et le moment de torsion. Dans ce qui suit , nous exposons un aperçu sur le travail réalisé par (Sambar, Kewate, 2017).

Sambar et Kewate, (2017) ont étudié le comportement sismique d'une structures multi-étages de quinze niveau (R+15), par le logiciel ETABS. Trois modèles sont utilisés :

- (i) Modèle de référence (CM) - cadre entièrement rempli situé dans la zone III.
- (ii) Modèle (M1) – 1^{er} étage ouvert et remplissage dans les étages supérieurs situés (zone III).

(iii) Modèle (M2) - 1^{er} étage ouvert et remplissage les étages supérieurs situés (zone V).

Diverses réponses sismiques telles que la période de chaque mode, la raideur de l'étage, les déplacements inter-étages et les déplacements latéraux sont discutées. Les efforts dans l'étage ouvert sont également évalués. Sur la base de ces réponses, le comportement d'un bâtiment à étages souple est comparé à un bâtiment à ossature entièrement rempli.

2.3.1 Période naturelle

Comme montre la figure 2.3, la période des modèles M1 et M2 est la même puisque la rigidité de ces deux modèles est la même quelles que soient les zones dans lesquelles ils sont situés. La période de temps est inversement proportionnelle à la rigidité de la structure. La période pour les modèles M1 et M2 est supérieure à celle du modèle CM. Ceci est dû à la réduction de la rigidité dans l'étage souple des modèles M1 et M2. La modélisation des remplissages en tant que diagonales équivalentes réduit la période naturelle fondamentale qui est fonction de la masse, de la rigidité et des caractéristiques d'amortissement du bâtiment, dans le reste des autres étages.

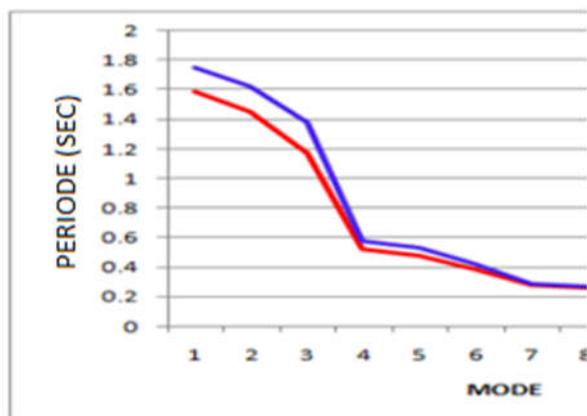


Figure 2.3: Période correspondant à chaque mode (Sambary, Kewate, 2017).

2.3.2 Rigidité de l'étage

D'après l'IS 1893 : 2002, l'étage souple est défini comme étant celui dans lequel la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage supérieur ; ou inférieure à 80% de la

rigidité latérale moyenne de trois étages supérieurs. La variation de la rigidité latérale du bâtiment est représentée dans la figure 2.4.

La raideur latérale des modèles M1 et M2 est exactement la même. D'après cette figure, on observe qu'il y a un changement brusque de raideur pour les modèles M1 et M2, par rapport au modèle CM en raison de l'effet de l'étage souple. La rigidité dans la direction longitudinale est comparativement plus élevée que celle dans la direction transversale pour tous les modèles. De même, la rigidité du premier étage est respectivement de 32,15% et 35,57% de la raideur du deuxième étage dans les directions longitudinale et transversale pour les modèles M1 et M2 qui est inférieure à 70%. Cette réduction de la rigidité est due à l'absence de remplissages dans le premier étage.

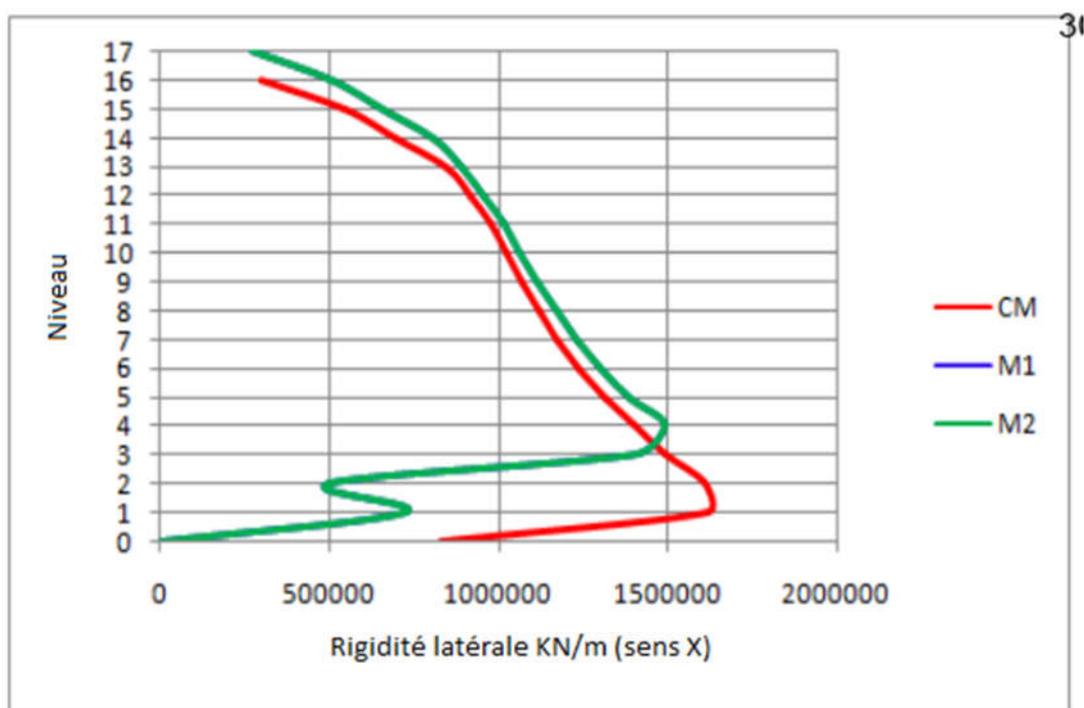


Figure 2.4: Rigidité de d'étage (Sambary, Kewate, 2017).

2.3.3 Déplacement latéral

La variation de la courbe de déplacement est indiquée sur la figure 2.5. Le changement brusque de la pente de la courbe de déplacement au niveau du premier étage indique une irrégularité de rigidité dans le premier étage. Cependant, la courbe de déplacement dans le reste des niveaux est une courbe monotone en raison de la présence de murs de remplissage.

On observe aussi que le déplacement du plancher supérieur pour le modèle M2 est 2,3 fois supérieur à celui du modèle M1, le déplacement augmente de 2,3 fois en passant de la zone III à la zone V. en conséquence, le déplacement augmente de 15% à 17% dans le modèle M1 en raison de la présence de l'étage souple par rapport au modèle de contrôle CM.

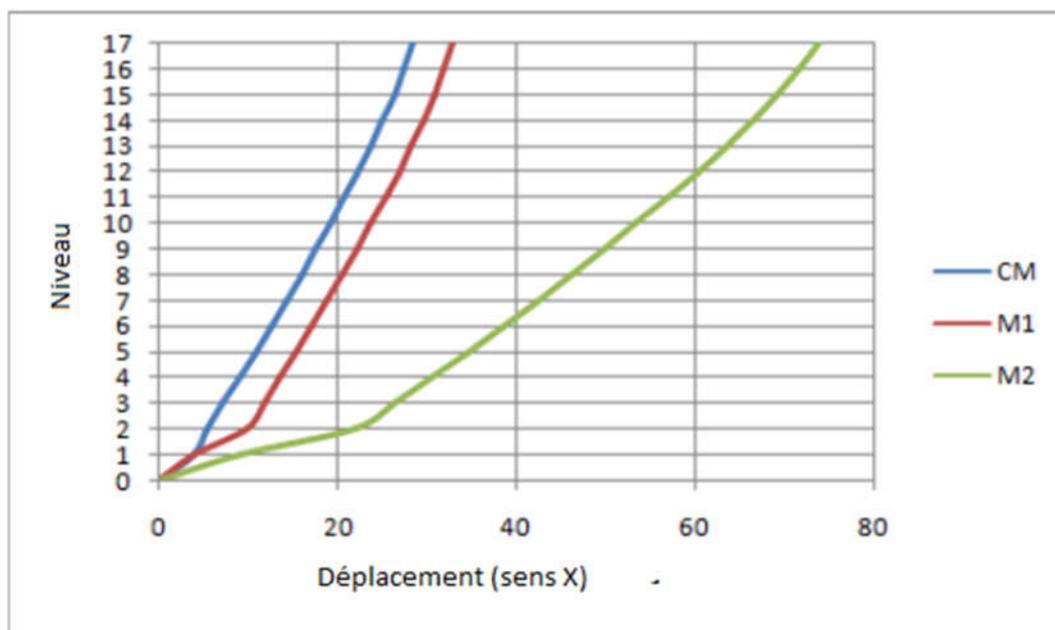


Figure 2.5: Déplacement latéral (Sambary, Kewate, 2017).

2.3.4 Déplacement inter-étage

C'est le déplacement d'un niveau par rapport à l'autre niveau supérieur ou inférieur. Selon IS: 1893-2002 (Part-1), le déplacement inter-étage dans n'importe quelle étage ne doit pas dépasser 0,004 fois la hauteur de l'étage. Les résultats obtenus répondent à ce critère. Il y a une augmentation soudaine du déplacement au niveau du premier étage dans les modèles M1 et M2 comme montre la figure 2.6. Cela est dû à la rigidité réduite du niveau du premier étage.

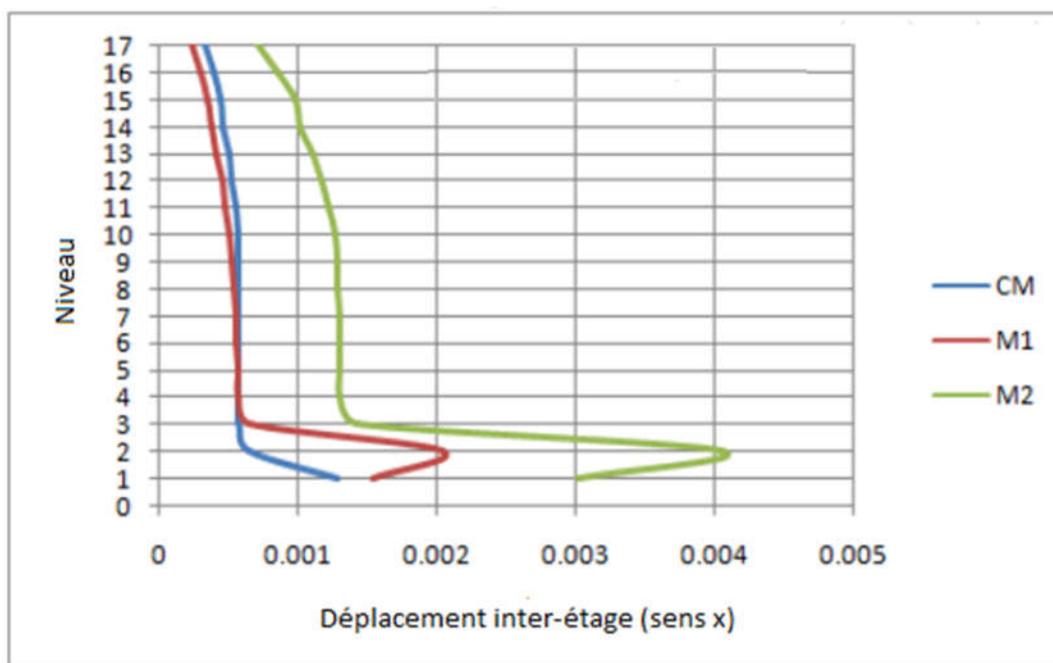


Figure 2.6: Comparaison du déplacement inter-étage (Sambar, Kewate, 2017).

2.3.5 Effort normales (Forces axiales)

La figure 2.7 montre que les forces axiales des poteaux externes sont supérieures à celles des poteaux internes. Pour les poteaux externes, il n'y a pas beaucoup de variation observée entre les modèles M1 et CM en raison des forces axiales. En raison de l'introduction de l'étage mou, les forces axiales se sont réduites. Cependant, les forces axiales dans les poteaux internes pour le bâtiment avec l'étage mou sont d'environ 35 à 45% inférieures à celles du bâtiment sans étage mou. Il y a une augmentation de 2 à 2.25 de la force axiale lorsque nous passons de la zone III à la zone V.

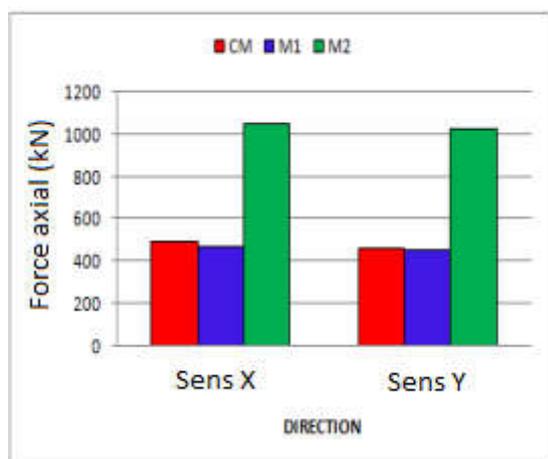


Figure 2.7.a: Effort normal (poteaux externes) (Sambarry, Kewate, 2017).

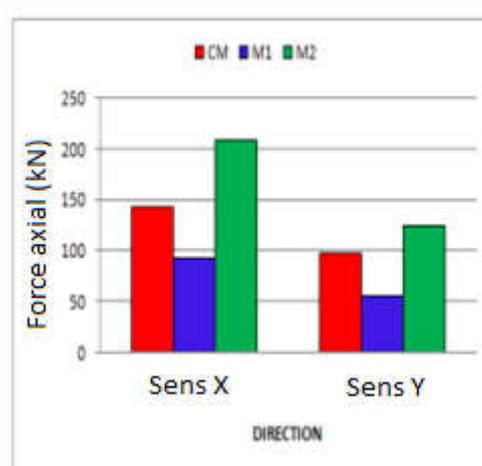


Figure 2.7.b: Effort normal (poteaux externes) (Sambarry, Kewate, 2017).

2.3.6 Moment de flexion

Comme on peut le voir sur la figure 2.8, le moment fléchissant le long de la direction principale augmente en raison de l'introduction d'un étage souple ; cependant, le moment de flexion pour la colonne interne est supérieur à celui pour la colonne externe au niveau de l'étage souple. Pour cette raison, les exigences de ductilité des colonnes du premier étage sont très élevées. Il y a une augmentation de 2 à 2,25 du moment de flexion lorsque nous passons de la zone III à la zone V.

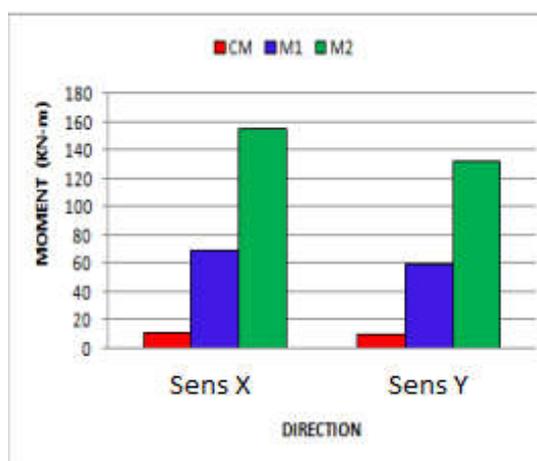


Figure 2.8 a : Moment de flexion (poteaux externes) (Sambarry, Kewate, 2017).

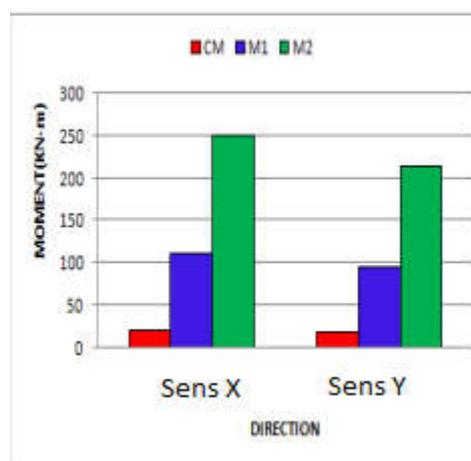


Figure 2.8 b : Moment de flexion (poteaux internes) (Sambarry, Kewate, 2017).

2.3.7 Moment de torsion

Le moment de torsion du poteau externe est supérieur au poteau interne dans le cas où le cadre est entièrement rempli (Figure 2.9). Cependant, les moments de torsion ne sont pas considérables au niveau du plancher souple pour les forces latérales.

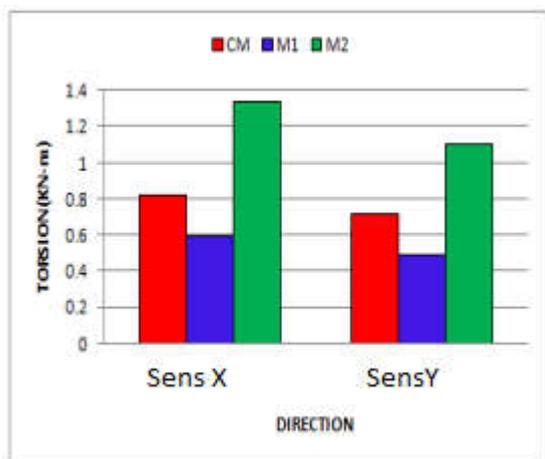


Figure 2.9 a : Moment de torsion (poteaux externes) (Sambarry, Kewate, 2017).

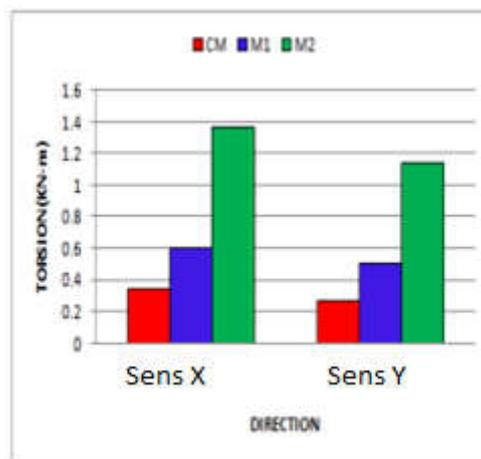


Figure 2.9 b : Moment de torsion (poteaux internes) (Sambarry, Kewate, 2017).

Sur la base de ce qui précède on peut déduire qu'au niveau des étages souples :

- Une grande déformation en raison de la rigidité réduite de la structure à ce niveau.
- La concentration des efforts sur les poteaux de rez de chaussée.
- Une augmentation soudaine du déplacement inter-étage. Cela est dû à la rigidité réduite du niveau du premier étage.
- Les forces axiales pour les poteaux périphériques sont supérieures par rapport aux autres en raison de l'introduction de l'étage souple, les forces axiales se sont trouvées réduites.
- Une forte augmentation de la force de cisaillement a été constatée pour les colonnes internes et externes pour la construction avec un étage souple.

2.4 COMPORTEMENT DES BATIMENTS AVEC IRREGULARITE DE TORSION

(Öztürk et al, 2015) ont réalisé une analyse du comportement sismique de bâtiments de 15 niveaux en béton armé de plusieurs étages ayant une irrégularité de torsion. En utilisant le logiciel SAP 2000. Les résultats obtenus sont analysés par types d'irrégularités des bâtiments.

2.4.1 Bâtiments qui ne présentent pas d'irrégularité de torsion

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

- En général, les bâtiments qui sont symétriques à la fois du point de vue géométrie et à la distribution de la rigidité n'ont pas d'irrégularité de torsion.
- Les bâtiments ayant des murs de cisaillement (voiles), en particulier sur les bords, se comportent plus régulièrement vis-à-vis l'irrégularité de torsion.
- Dans certains bâtiments symétriques par rapport à la distribution de la géométrie et de la rigidité, les coefficients d'irrégularité de torsion peuvent se rapprocher d'une valeur limite de 1,20.
- Nous concluons qu'au point de vue de l'irrégularité en torsion, la distribution de la rigidité est un facteur plus important que la géométrie.

2.4.2 Bâtiments géométriquement irréguliers

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

- Dans ce type de bâtiments, de légères augmentations des dimensions transversales des éléments le long des axes faibles entraînent une diminution considérable de l'irrégularité de torsion.
- Dans les bâtiments asymétriques, les coefficients d'irrégularité de torsion restent à des valeurs acceptables s'il n'y a pas de grande irrégularité de rigidité.

2.4.3 Bâtiments irréguliers au niveau de la distribution de la rigidité

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

- Dans les bâtiments ayant une irrégularité de rigidité, la torsion peut être à des niveaux très élevés.
- Même pour les bâtiments qui ne sont pas favorables à la torsion, les coefficients d'irrégularité de torsion restent inférieurs à 2, ce qui est la valeur limite pour

l'application de la force sismique équivalente donnée dans le code turc du tremblement de terre. Donc, il peut être clairement compris qu'il est presque impossible d'atteindre cette valeur dans les applications structurelles.

- L'irrégularité de la torsion peut être principalement éliminée dans ce type de bâtiments, avec des aménagements effectués sur les éléments porteurs le long des axes faibles de la structure.
- Le moyen le plus efficace de réduire l'irrégularité de torsion est de placer les murs de cisaillement le long des axes faibles.
- L'augmentation de la section transversale de la poutre et / ou du poteau peut également être utile pour réduire l'irrégularité de torsion dans les axes faibles.

2.4.4 Irrégularités de géométrie et de rigidité

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

- L'irrégularité de torsion peut être à des niveaux élevés.
- Les coefficients d'irrégularité de torsion restent inférieurs à la valeur limite de 2,00 même dans les bâtiments, qui sont défavorables à la torsion.
- L'irrégularité de torsion peut principalement être supprimée avec des agencements effectués sur des éléments de structure le long d'axes de structures faibles.
- La solution la plus efficace pour réduire l'irrégularité de torsion est de placer les murs de cisaillement le long des axes faibles.
- Même dans les bâtiments ayant une grande quantité d'irrégularités de torsion, les difficultés de modélisation peuvent ne pas être visibles.

2.4.5 Irrégularités de torsion cachées

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

- Une irrégularité de torsion peut également se produire dans les bâtiments ayant une forme géométrique régulière.
- La raison de l'irrégularité de torsion dans ce type de bâtiments est le manque de rigidité sur les extrémités (bord) des axes.
- La rigidité des axes de bord doit être augmentée afin d'éliminer les irrégularités de torsion.

- 4. Dans certains cas, l'irrégularité de torsion peut être réduite ou totalement supprimée en raison de la diminution de la rigidité des murs de cisaillement (voiles) dans la zone centrale (Özmen et al, 2001).

2.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a mis l'accent sur les différents paramètres influents le comportement des structures avec étages souples, les facteurs influents le comportement des bâtiments avec irrégularité de torsion. Ces facteurs seront mis en évidence en détail dans les chapitres quatre et cinq dans la suite de cette thèse.

Chapitre 3 :

**METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE NON
LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON
ARME**

3.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre expose la méthode d'analyse dynamique non linéaire des structures en béton armé. Cette méthode constitue un outil considérable dans l'analyse du comportement sismique et de la performance des structures en béton armé dans le domaine non linéaire. En premier lieu, on expose un aperçu général sur les différents types de non-linéarité dans les structures, à savoir les non-linéarités matérielles et géométriques. Ensuite, on décrit la méthode de calcul dynamique linéaire, qui nous permet d'écrire l'équation du mouvement, les oscillations libres et la superposition modale. Puis, on réalise une extension de cette méthode dans le domaine non linéaire en suivant l'approche incrémentale de Newmark (Newmark, 1959).

3.2 DIFFERENTS TYPES DE NON-LINEARITE DANS LES STRUCTURES

Dans la pratique d'analyse non-linéaire des structures en béton armé, il existe deux types de non-linéarité à savoir ; les non-linéarités matérielles et géométriques. Ici, on s'intéresse plus particulièrement au couplage entre les deux non-linéarités. En effet, c'est l'association de la non-linéarité matérielle et de la non-linéarité géométrique qui réduit la charge critique des éléments utilisés dans le domaine des constructions. Dans la suite de ce paragraphe on présente ces deux types de non-linéarités (*Djafer Henni, 2012*).

3.2.1 Non-linéarités matérielles

Généralement la non-linéarité matérielle est définie par les lois de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les composants élémentaires d'une structure. Pour notre étude on considère les lois de comportement réglementaires préconisé par l'EUROCODE 2 (Eurocode 2, 2004)

3.2.1.1 Lois de comportement du béton non confiné

Selon le code européen (Eurocode 2, 2004), Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression notée f_{ck} . La valeur maximale de cette résistance à 28 jours est limitée sur une éprouvette cylindrique à 90 MPa. La valeur de calcul de la résistance en compression du béton sur cylindre f_{cd} est définie par :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

Où :

γ_c : est le coefficient de partiel sécurité pour le béton, égal à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,

α_{cc} : est le coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée, sa valeur varie entre 0.8 et 1.

À l'état limite ultime, EUROCODE2 adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle montré sur la figure (3.1).

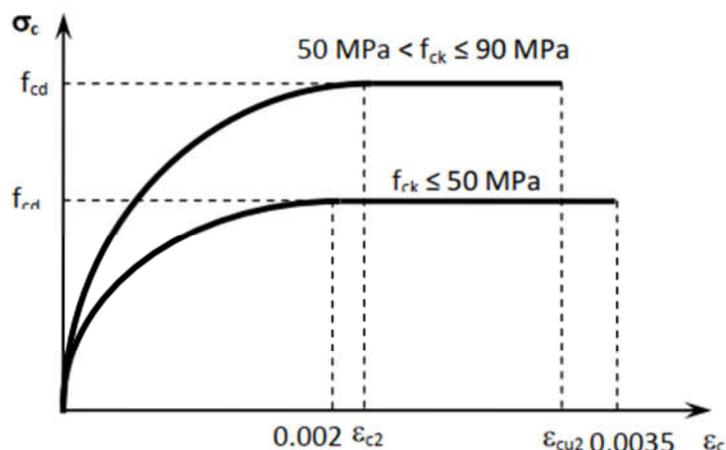


Figure 3.1: Diagramme contrainte - déformation du béton non confiné pour le EC2 (Eurocode 2, 2004).

Le diagramme parabole-rectangle de la figure (3.1) est caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], & \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & , \quad \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (3.2)$$

Où ε_c est la déformation de compression du béton et ε_{c2} est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{cd} . Elle est exprimée par

$$\varepsilon_{c2}(0/00) = \begin{cases} 2 & , \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPA} \\ 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53} & , \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPA} \end{cases} \quad (3.3)$$

Et ε_{cu2} est la déformation de compression ultime du béton, définie par :

$$\varepsilon_{cu2}(0/00) = \begin{cases} 3.5 & , \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPA} \\ 2.6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & , \quad \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPA} \end{cases} \quad (3.4)$$

n : est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & , \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPA} \\ 1.4 + 23.4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & , \quad \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPA} \end{cases} \quad (3.5)$$

3.2.1.2 Lois de comportement de l'acier

La conception des sections en béton armé, selon l'Eurocode 2, adopte à l'état ultime, un diagramme contrainte-déformation conventionnel défini dans la figure (3.2). Ce diagramme est caractérisé par une branche inclinée jusqu'à une déformation égale à $\varepsilon_{sy,d}$ et une contrainte de l'armature égale à f_{yd} , ainsi qu'une branche supérieure inclinée jusqu'à la déformation maximale ε_{uk} correspondant à la contrainte dans l'armature égale à f_{yd} :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.6)$$

Où :

f_{yk} est la limite d'élasticité des armatures longitudinales, varie entre 400 et 600 MPa.

γ_s est un coefficient partiel de l'acier égal à 1.15 pour les situations durables et 1 pour les situations accidentelles.

$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$: Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.

E_s : Module d'élasticité de l'acier, égal à 200000 MPa.

ε_{uk} : Allongement ultime de l'armature sous charge maximale. Elle est limitée à 7.5 % pour la classe A des aciers et 8.5 % pour la classe B (Eurocode 2, 2004).

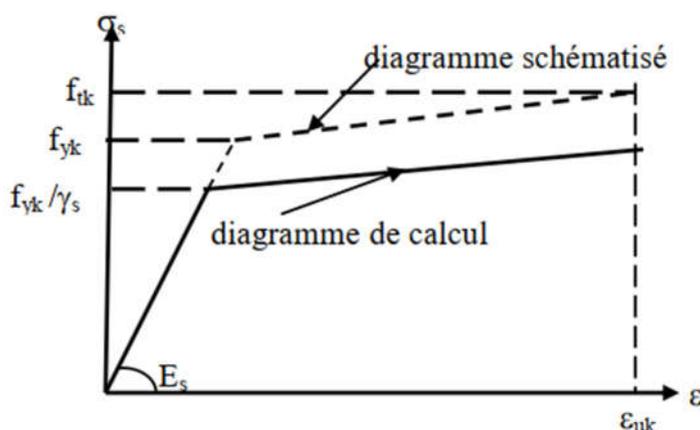


Figure 3.2: Diagramme contrainte – déformation de l'acier pour le EC2

3.2.2 Non-linéarités géométriques

Cette non-linéarité est due aux déplacements de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale (théorie au premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements) (Marusic and Fajfar, 2005). Dans ce point, on peut distinguer les différentes catégories des déplacements et des rotations.

Afin de simuler le comportement non linéaire de chaque élément, le modèle hystérétique de Takeda a été utilisé dans tous les éléments de la structure. La figure (3.3) présente les paramètres nécessaires pour définir un cycle de type Takeda.

Le comportement d'une structure dans le domaine non linéaire est modélisé par une courbe charges-déformations, où les coordonnées de la réponse se déplacent suivant une courbe tri-linéaire dans deux cotés opposées (CSI, 2009).

Il y a trois paramètres qui définissent l'ampleur de la boucle de Takeda, qui sont :

- La rigidité post-élastique (r).
- Le paramètre de la rigidité de déchargement (α).
- Le paramètre de la rigidité de rechargement (β), qui définit le point où la courbe de rechargement atteint la branche post-élastique.

La rigidité de déchargement est déterminée par le point de déchargement, et si oui ou non la première limite élastique s'est produite dans la région opposée.

Si le déchargement a eu lieu entre la première et la deuxième limite élastique, les coordonnées de la charge-déformation progressent vers la première limite élastique de la courbe du côté opposé. Si le signe de la charge change dans le processus, le point progresse vers le point de déformation maximum sur la courbe dans la région de la direction à suivre. Si la limite ne s'est pas produite dans cette région, les coordonnées progresseront vers la première limite élastique. Quand le point rencontre la courbe, il progresse le long de la courbe.

Quand le déchargement a lieu dans la région au-delà de la deuxième limite élastique, les coordonnées de la charge-déformation progresseront en se basant sur la rigidité de déchargement suivante :

$$K_0 = \left(\frac{f_y + f_c}{x_y + x_c} \right) \cdot \left(\frac{x_y}{x_m} \right)^\alpha \quad (3.7)$$

Où :

K_0 : La rigidité de déchargement de la boucle externe.

f_c : la première force limite dans la région opposée.

f_y : la deuxième force limite dans la région de la direction à suivre.

x_c : le premier déplacement limite dans la région opposée.

x_y : le deuxième déplacement limite dans la région de la direction à suivre.

x_m : déformation maximale dans la région de la direction à suivre.

α : Paramètre de la rigidité de déchargement.

Si le signe de la charge change dans le processus, les coordonnées progressent vers la déformation maximale dans la région de la direction à suivre. Si la limite ne s'est pas produite dans cette région, les coordonnées continuent à progresser sans changer la rigidité de déchargement jusqu'à ce que la charge atteigne la première force limite, puis elles continuent leur progression vers la deuxième charge limite

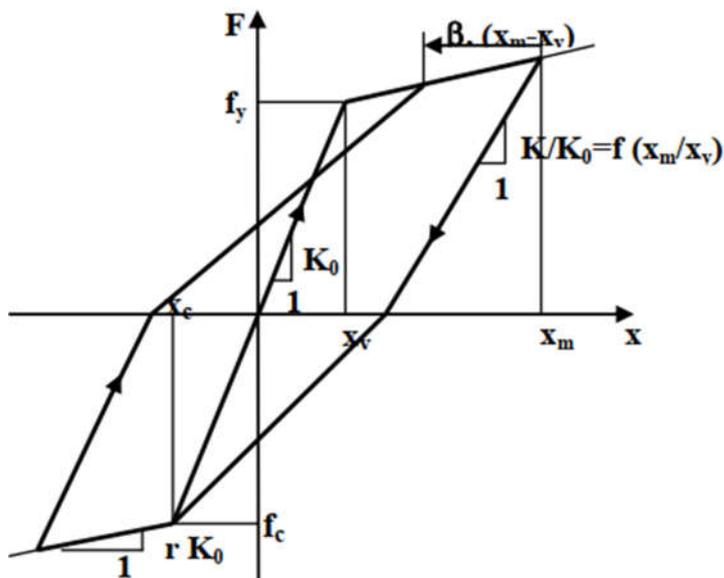


Figure 3.3: Modèle hystérésis de Takeda modifié (1970)

La boucle interne est formée quand le déchargement a lieu avant que la charge atteigne le point cible sur la courbe tandis que le rechargement est en marche, qui a lieu après que la charge change de signe en cours de déchargement. La rigidité de déchargement pour la boucle interne est déterminée par l'équation suivante :

$$K_1 = \gamma \cdot K_0 \quad (3.8)$$

$$\gamma = r\mu - r + 1 \quad (3.9)$$

Avec

K_1 : rigidité de déchargement de la boucle interne.

K_0 : rigidité de déchargement de la boucle externe.

r : rigidité post-élastique

γ : facteur de réduction de la rigidité de déchargement de la boucle externe.

Dans l'équation (3.7), $\alpha=0$ pour le calcul de K_0 et $\gamma = 1$ pour le calcul de K_1 sont fixés si la seconde limite n'a pas eu lieu dans la région de déchargement. Dans le cas où le signe de la charge change au cours de déchargement dans la boucle interne, la charge progresse vers le point de déformation maximale, s'il existe sur la boucle interne dans la région positive. Si le point de déformation maximale n'existe pas sur la boucle interne, la charge progresse directement vers le point de déformation maximum de la courbe précédente. Si le point de déformation maximale existe et il existe de multiples boucles internes, la charge progresse vers le point de déformation maximale, qui appartient à la boucle interne ultrapériphérique. En outre, si le chargement se poursuit jusqu'à ce point, il progresse vers le point de déformation maximale de la courbe Skelton.

Deux variantes de ce modèle ont été utilisées pour l'analyse, une qui représente le système avec des boucles étroites ($\alpha=0.5$ et $\beta=0.0$) tels que les poteaux et les voiles, et d'autre qui représente le système avec des boucles plus larges ($\alpha=0.3$ et $\beta=0.6$) tels que les poutres, et le facteur de rigidité post-élastique (r) a été maintenue constant pour les deux modèles ($r=0.05$).

3.3 DEVELOPPEMENT DE LA METHODE D'ANALYSE TEMPORELLE NON LINEAIRE

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement où des algorithmes contenant les déformations élasto-plastiques de la structure sont adoptés. Cette analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source (Wilson, 2002) et (Newmark, 1959).

3.3.1 Calcul dynamique linéaire

Une structure dont le comportement est élastique linéaire, modélisée à l'aide d'une barre et comportant plusieurs masses associées au nœud de chaque étage, est en fait un oscillateur

multiple, avec une base fixe par un ressort et un amortisseur (Figure 3.4).

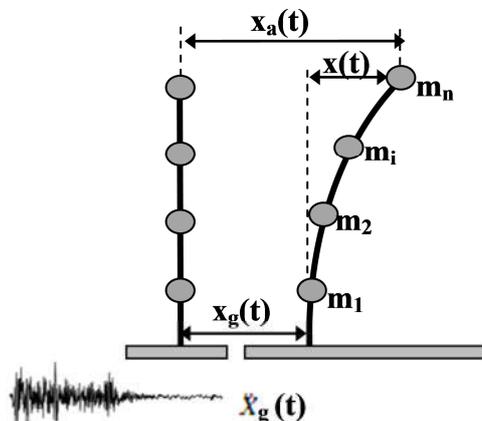


Figure 3.4: Représentation schématique de l'oscillateur sous excitation sismique (Djafer henni , 2012).

3.3.1.1 Equation du mouvement

Dans le repère global, la structure est chargée à la base par le vecteur $P(t)$, qui désormais est une charge dépendant du temps. Pour un déplacement donné X_g du nœud, la masse associée au nœud du sommet subit les efforts suivants :

La force élastique de rappel F_s , qui correspond à l'opposé de la force interne de la structure, qui peut s'écrire dans le cas linéaire :

$$F_s = [K].X \tag{3.10}$$

Où $[K]$ est la matrice de rigidité de la structure.

La force d'amortissement F_a , qui est opposée et proportionnelle à la vitesse de la masse :

$$F_a = [C].\dot{X} \tag{3.11}$$

Où $[C]$ est la matrice d'amortissement de la structure.

\dot{X} est la dérivé par rapport au temps t de X :

$$\dot{X} = \frac{dX}{dt} \quad (3.12)$$

\dot{X} est en fait le vecteur vitesse de la structure .

- La force d'inertie F_I , qui est opposée et proportionnelle à l'accélération de la masse :

$$F_I = [M].\ddot{X}_a \quad (3.13)$$

Où $[M]$ est la matrice de masse de la structure.

\ddot{X}_a est la dérivé seconde de X_a par rapport au temps t :

$$\ddot{X}_a = \frac{d^2 X_a}{dt^2} \quad (3.14)$$

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$F_I + F_a + F_s = F_t \quad (3.15)$$

En remplaçant les efforts avec leurs quantités l'équation (3.15) devient :

$$[M].\ddot{X}_a + [C].\dot{X} + [K].X = F_t \quad (3.16)$$

Puisque le déplacement absolu X_a est égal à :

$$X_a(t) = X_g(t) + X(t) \quad (3.17)$$

Donc l'équation (3.16) du mouvement de la structure devient :

$$[M].\ddot{X} + [C].\dot{X} + [K].X = -M.\ddot{X}_g(t) \quad (3.18)$$

3.3.1.2 Oscillations libres

La première étape du calcul dynamique linéaire consiste à déterminer les modes propres de la structure ainsi que les fréquences propres. Pour cela, on élimine de l'équation (3.18) les forces d'amortissement ainsi que l'excitation extérieure $P(t)$, et l'on obtient l'équation régissant les oscillations libres de la structure :

$$[M].\ddot{X}_a + [K].X = 0 \quad (3.19)$$

Une solution particulière de (3.19) est donnée par :

$$X = aD\sin(\omega t + \varphi) \quad (3.20)$$

Où a , ω et φ sont des constantes,

et D un vecteur constant dont les coordonnées représentent les déplacements des nœuds. Le vecteur accélération se met sous la forme suivante :

$$X = -\omega^2 aD\sin(\omega t + \varphi) \quad (3.21)$$

L'équation (4.19) s'écrit alors :

$$[[K] - \omega^2[M]]D\sin(\omega t + \varphi) \quad (3.22)$$

Pour que cette relation soit vérifiée à tout instant t , il faut que :

$$[[K] - \omega^2[M]]D \quad (3.23)$$

Comme $[K]$ et $[M]$ sont définies positives, on peut utiliser des méthodes classiques assez puissantes comme la méthode d'itération des sous-espaces. La résolution du problème permet d'obtenir les n valeurs des pulsations $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_i, \dots, \omega_n$, ainsi que les modes propres normalisés de la structure $D_1, D_2, \dots, D_i, \dots, D_n$.

Dans le cas général la solution est obtenue en superposant les mouvements selon les n modes de vibration :

$$\ddot{X}(t) = \sum_{i=1}^n a_i D_i \sin(\omega_i t + \varphi_i) \quad (3.24)$$

Les coefficients a_i et φ_i sont déterminés par les conditions aux limites.

3.3.2 Calcul dynamique non linéaire

Dans le cadre du calcul non linéaire des structures, l'équation du mouvement est sensiblement la même que dans le cadre linéaire, sauf que l'on perd la linéarité dans la relation efforts-déplacements.

3.3.2.1 Équation du mouvement

L'élément de liaison est constitué d'un amortisseur de caractéristique c et d'un élément non-linéaire élasto-plastique du type de celui de la figure (3.5) dont on écrira la loi de comportement $f_s(u)$.

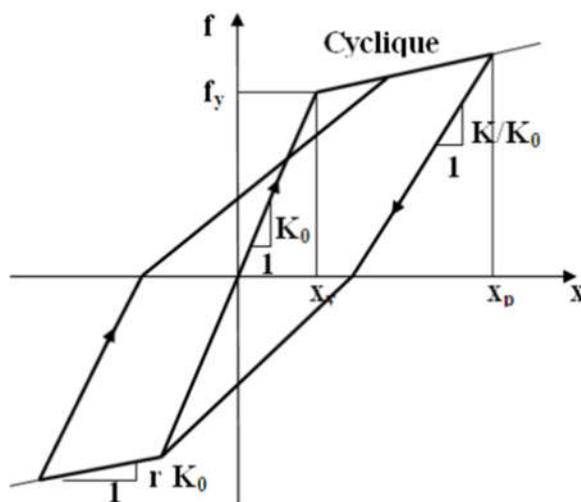


Figure 3.5: Schématisation du comportement non-linéaire

Pour une sollicitation du support, l'équation d'équilibre s'écrit :

$$[M].\ddot{X} + [C].\dot{X} + F_s.X = -M.\ddot{X}_g(t) \quad (3.25)$$

Soit sous forme réduite :

$$\ddot{X} + 2\xi\omega.\dot{X} + \omega^2 X_y \bar{F}_s = -\ddot{X}_g(t) \quad (3.26)$$

Dans laquelle ω est la pulsation propre élastique, ξ le pourcentage d'amortissement critique. F_s est exprimé sous forme adimensionnelle.

$$\bar{F}_s = \frac{F_s(X)}{M\omega^2 X_y} = \frac{F_s(X)}{F_y} \quad (3.27)$$

L'équation (3.26) met clairement en évidence le fait que la réponse à une sollicitation donnée dépend maintenant de trois paramètres : ω , ξ et X_y (déplacement élastique maximal = déplacement atteint à la limite d'élasticité du système).

La résolution de l'équation (3.26) ne peut être en règle générale obtenue de façon analytique et le recours à des schémas d'intégration numérique s'avère indispensable.

3.3.2.2 Réponse temporelle de l'oscillateur par la méthode de Newmark - approche incrémentale

Pour illustrer l'utilisation des méthodes d'intégration numériques, on considère la solution des équations dynamiques linéaires d'équilibre écrites sous la forme suivante :

$$M\ddot{x}_t + C\dot{x}_t + K(x_t)x_t = F_t \quad (3.28)$$

Dans laquelle \ddot{x} , \dot{x} et x représentent l'accélération, la vitesse et le déplacement et F les efforts appliqués. Comme indique l'équation (3.28), pour un système non-linéaire k dépend du déplacement x . Un schéma d'intégration défini par l'équation (3.28) est dit implicite, car il fait intervenir les grandeurs $\ddot{x}_n, \dot{x}_n, x_n$ qui sont inconnues à l'instant t_n .

Les grandeurs \ddot{x}_t, \dot{x}_t et x_t sont connues à l'instant t_n et la résolution de l'équation (3.28) fournit les valeurs à l'instant $t_{n+1} = t_{n+\Delta t}$, où Δt est le pas de temps d'intégration.

L'utilisation directe de la série de Taylor fournit une approche rigoureuse pour obtenir les deux équations additionnelles suivantes :

$$x_{t+1} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_t + \frac{\Delta t^3}{6} \dddot{x}_t + \dots \quad (3.29a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = \dot{x}_t + \Delta t \ddot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \dddot{x}_t + \dots \quad (3.29b)$$

Newmark a tronqué ces équations et les a exprimées sous la forme suivante :

$$x_{t+1} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_t + \beta \ddot{x}_t + \dots \quad (3.30a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = \dot{x}_t + \Delta t \ddot{x}_t + \gamma \ddot{x}_t + \dots \quad (3.30b)$$

A titre d'illustration, le schéma d'accélération linéaire suppose que l'accélération varie linéairement au cours de l'incrément Δt (figure 3.6), donc l'équation suivante peut être écrite :

$$\ddot{x}_t = \frac{\dot{x}_{t+1} - \dot{x}_t}{\Delta t} \quad (3.31)$$

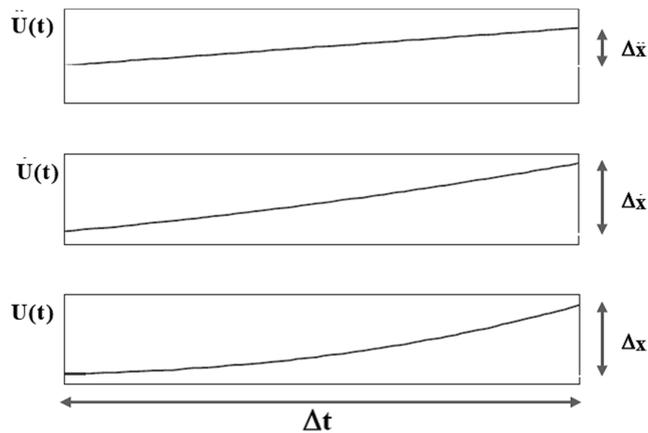


Figure 3.6: Schéma d'intégration de l'accélération linéaire (Wilson, 2002).

La substitution de l'équation (3.31) dans les équations (3.30a et 3.30b) produit les équations de Newmark sous le format standard suivant :

$$x_{t+1} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+1}] \quad (3.32a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = \dot{x}_t + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{x}_t + \gamma\ddot{x}_{t+1}] \quad (3.32b)$$

Des choix particuliers de γ et β permettent de retrouver des schémas d'intégration connus :

Accélération moyenne constante $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$

Accélération linéaire $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$

Différence centrale $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = 0$

On notera que seul le premier schéma d'intégration est inconditionnellement stable ; les deux autres ne sont pas stables que si le pas de temps est inférieur à une valeur critique, $t_{critique}$, proportionnelle à la période propre de l'oscillateur.

Newmark a résolu les équations (3.32a), (3.32b) et (3.28) par itération pour chaque pas de temps de chaque déplacement DOF de la structure. Le terme x_{t+1} est obtenu de l'équation (3.28) en divisant l'équation par la masse M.

Wilson a formulé la méthode de Newmark dans la notation de matrice, a ajouté la rigidité et la masse d'amortissement proportionnelle, et a éliminé le besoin d'itération en présentant la solution directe des équations dans chaque pas de temps. Ceci exige que les équations (3.32a) et (3.32b) puissent être réécrites sous la forme suivante :

$$x_{t+1} = b_1 x_{t+1} - x_t + b_2 x_t + b_3 x_t \quad (3.33a)$$

$$x_{t+1} = b_4 x_{t+1} - x_t + b_5 x_t + b_6 x_t \quad (3.33b)$$

Dont les constants de b_1 à b_6 sont définis dans le tableau (3.1). La substitution des équations (3.33a) et (3.33b) dans l'équation (3.28) permet l'écriture de l'équilibre dynamique de la structure à l'instant t+1 sous la forme suivante :

$$b_1 M + b_4 C + K x_{t+1} = F_{t+1} + M b_1 x_t - b_2 x_t - b_3 x_t + C b_4 x_t - b_5 x_t - b_6 x_t \quad (3.34)$$

L'algorithme d'intégration direct de Newmark est récapitulé dans le tableau (3.1). Il est noté que les constants b_i nécessitent d'être calculés une fois seulement. En outre, pour les systèmes linéaires, la matrice de rigidité dynamique efficace K est formée et triangularisée une seule fois seulement.

<p>I. CALCUL INITIAL</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Former la matrice de rigidité statique K, matrice de masse M et la matrice d'amortissement C. 2) Spécifier les paramètres d'intégration 3) Calculer les constantes d'intégration : 4) Former la matrice de rigidité effective K 5) Triangulariser la matrice de rigidité effective 6) Spécifier les conditions initiales <p>II. POUR CHAQUE PAS DE TEMPS $\Delta t = \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots \dots \dots$</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Calculer le vecteur de charge effective $\bar{F}_{t+1} = F_{t+1} + M(b_1x_t - b_2\dot{x}_t - b_3\ddot{x}_t) + C(b_4x_t - b_5\dot{x}_t - b_6\ddot{x}_t)$ 2) Résoudre pour le vecteur de déplacement de nœud à l'instant t $LDL^T x_{t+1} = \bar{F}_{t+1}$ par substitution avant et arrière 3) Calculer la vitesse et l'accélération du nœud à l'instant t $\dot{x}_{t+1} = b_4(x_{t+1} - x_t) + b_5\dot{x}_t + b_6\ddot{x}_t$ $\ddot{x}_{t+1} = b_1(x_{t+1} - x_t) + b_2\dot{x}_t + b_3\ddot{x}_t$ 4) Aller à l'étape II.1 avec le temps $t = t + \Delta t$
<p>Tableau 3.1: résumé de la méthode par intégration directe de Newmark</p>

3.3.2.3 Stabilité de la méthode de Newmark

La famille d'algorithmes de Newmark dépend de deux paramètres γ et β , et qui conditionnent la stabilité et la précision de l'algorithme.

- Pour un amortissement nul, la méthode de Newmark est conditionnellement

stable si :

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \text{ et } 2\beta \leq \gamma \text{ et } \Delta t \leq \frac{1}{\omega_{max} \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}} \quad (3.35)$$

Où ω_{max} : la fréquence maximale de la structure.

La méthode de Newmark est inconditionnellement stable si:

$$2\beta \geq \gamma \quad (3.36)$$

En outre, si γ est supérieur à 1, des erreurs seront introduites. Ces erreurs sont liées à « l'amortissement numérique » et « l'allongement périodique ».

Pour une structure à plusieurs degrés de liberté, le pas de temps limite peut-être écrit sous la forme suivante :

$$\frac{\Delta t}{T_{min}} \leq \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}} \quad (3.37)$$

Les modèles informatiques des grandes structures réelles contiennent normalement un grand nombre de périodes qui sont plus petites que le pas de temps d'intégration, donc il est essentiel qu'on choisît une méthode d'intégration numérique qui est inconditionnelle pour tous les pas de temps.

3.4 MÉTHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE NONLINÉAIRE (ANALYSE DYNAMIQUE INCRÉMENTALE)

La méthode d'analyse dynamique incrémentale (ADI) a été utilisée dès 1977 ; mais récemment elle est devenue plus populaire, et ce à cause du développement des logiciels de calcul puissants et rapides. Vamvatsikos et Cornell (Vamvatsikos et Cornell, 2002) ont montré les avantages d'utiliser l'ADI en changeant le niveau d'intensité d'un enregistrement

spécifique d'un mouvement de sol. La méthode ADI consiste à soumettre un modèle de structure à un ou plusieurs accélérogrammes enregistrés et/ou simulés. Chaque accélérogramme est mis à l'échelle à des niveaux multiples d'intensité sismique, ce qui produira une ou plusieurs courbes d'effort tranchant à la base-déplacement en tête.

L'analyse dynamique incrémentale, appelée aussi analyse pushover dynamique, est une analyse temporelle non-linéaire qui peut être utilisée pour estimer la capacité structurale des structures sous un chargement sismique. Elle fournit une image continue de la réponse du système, allant de la phase de la réponse élastique jusqu'à l'écroulement du système en passant par la phase de la réponse inélastique de ce dernier. Plusieurs analyses temporelles non-linéaires sont entreprises et les réponses de ces analyses sont relevées dans un graphique. Les résultats de ces graphiques, appelés courbes ADI ou courbes de capacité dynamiques, donnent une indication de la performance structurale du système à tous les niveaux de l'excitation dans une manière semblable à la courbe d'effort tranchant à la base-déplacement en tête de l'analyse pushover. Ainsi, la méthode dynamique incrémentale est une solution qui remplace l'analyse statique non-linéaire (Fajfar, 2000). L'analyse dynamique incrémentale 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 propre de vibration de la structure sous la sollicitation dynamique.

Les étapes nécessaires pour réaliser les courbes ADI sont :

1. Conduire une analyse temporelle non-linéaire d'une structure pour un accélérogramme spécifique en utilisant l'intensité la plus basse du facteur multiplicatif de l'accélération maximale du sol (PGA : Peak Ground Accélération) de l'accélérogramme mis à l'échelle et obtenir la valeur du déplacement maximum en tête ainsi que celle de l'effort tranchant maximum à la base. Cela donne un point sur la courbe ADI ;
2. Augmenter l'intensité du facteur multiplicatif de l'accélération maximale du sol (PGA) de l'accélérogramme mis à l'échelle et répéter ce processus itératif jusqu'à créer assez de points sur la courbe ADI et obtenir, ainsi, un spectre complet de la réponse de la structure : les phases de réponses élastique et inélastique ;
3. Stopper l'analyse quand la structure atteint son état limite ultime.

3.5 CONCLUSION

Les étapes de la méthode dynamique non linéaire de Newmark pour l'analyse des structures en béton armé sont clairement détaillées dans ce chapitre. Le développement de cette méthode nous a permis de distinguer que cette approche itérative, qui utilise des paramètres réels comme la masse, rigidité, géométrie et les enregistrements sismiques. Cette méthode sera un outil essentiel pour l'analyse des différentes structures dans le domaine non linéaire, en utilisant les logiciels Etabs 2016 (CSI Manual, 2016) et Sismostructur 2014 (Seismosoft, 2014).

Chapitre 4 :

ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE DES

STRUCTURES ETUDIEES

4.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de réaliser une analyse dynamique linéaire de quelques structures en portiques, avec niveaux flexibles et asymétriques. D'abord, on présente les structures étudiées, ainsi que les différents aspects liés à leur dimensionnement, tels que le prédimensionnement des sections des poutres et des poteaux. Ensuite, on détermine les charges appliquées, notamment l'action sismique calculée par la méthode modale spectrale et le ferrailage des portiques. Enfin, on traite dans le domaine linéaire l'influence de l'effet du couplage de la torsion avec la présence d'étage souple sur le comportement des différentes structures.

4.2 IDENTIFICATION DES STRUCTURES ETUDIEES

Pour couvrir une large gamme des structures avec différents excentricités et rapports structuraux de rigidité, un modèle structural théorique était adopté en modélisant deux types de structures en R+01 (2 niveaux) et R+04 (5 niveaux), avec les logiciels de calcul en éléments finis (Etabs 2016 et Seismostruct 2014).

En ce qui concerne le logiciel Etabs 2016 est utilisé pour le calcul dynamique linéaire vu sa simplicité au traitement des résultats issus après l'exécution des calculs, pour le logiciel Seismostruct 2014, est utilisée pour le calcul dynamique non linéaire puisqu'il permet le calcul par la méthode dynamique incrémentale.

4.2.1 Géométrie des structures références

Les deux structures de références choisies sont régulières. La première possède deux niveaux (R+01) tandis que la deuxième à cinq niveaux (R+04). Ces deux structures sont caractérisées par :

- Un système de contreventement en portiques auto stables,
- Un plancher en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur,
- La hauteur d'étage est de 3m,
- La distance entre axe est de 6m pour les deux directions (X, Y).

Ces structures sont supposées encastrées à leur base comme les montrent les figures (4.1, 4.2 et 4.3). Ces deux structures de références sont simples et symétriques en plan et en élévation, c'est-à-dire que (Voir tableau 1) :

- L'excentricité (excentricité structurelle) $e_0 = 0\%$
- Le rapport de rigidité entre étage $R_{ss} = 1$

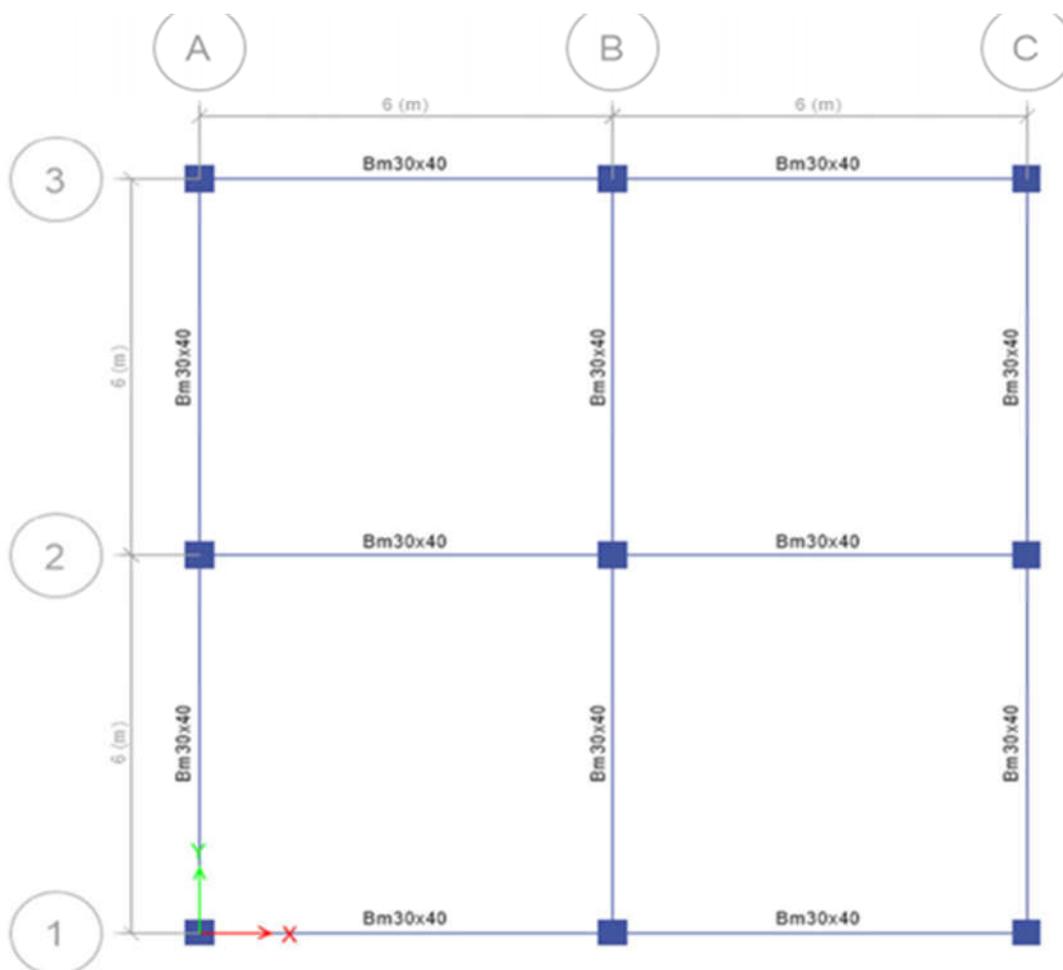


Figure 4.1: Vue en plan des deux structures R+01 et R+04

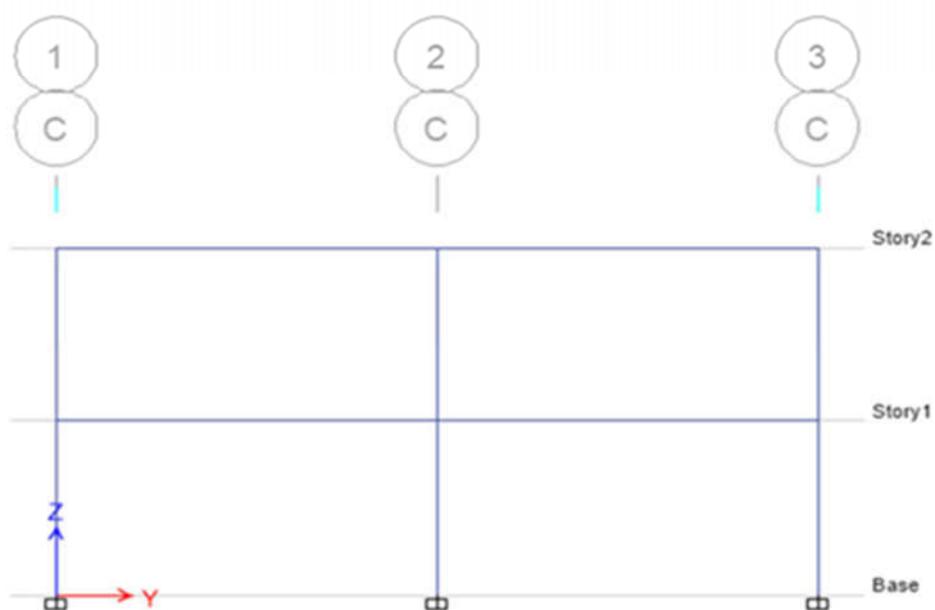


Figure 4.2: Vue en élévation deux structures R+01

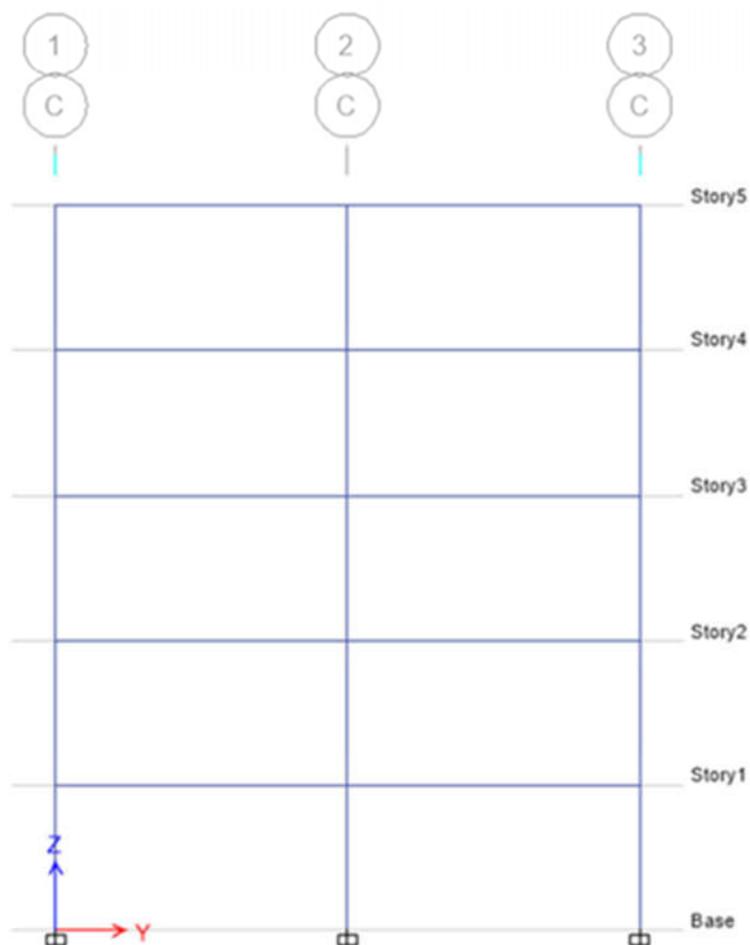


Figure 4.3: Vue en élévation de la structure R+04

4.2.2 Différentes excentricités et rapports de rigidités considérées

Afin de cerner mieux l'effet des niveaux flexibles sur le comportement sismique des structures asymétriques, on essaye de créer des structures avec différentes excentricités et rapports de rigidité.

4.2.2.1 Différentes excentricités de rigidité

Pour chaque cas, on impose une excentricité e_x , et on considère $e_y = 0$. Ici, quatre excentricités structurales sont utilisées : $e_x = 0\%$, 7% , 20% , 35% de L_x . Par ailleurs, pour les

excentricités de rigidité seront induites dans la structure, en variant seulement la dimension des poteaux dans la direction de Y (Tableaux 4.1 et 4.2).

Tableau 4.1: Dimensions des poteaux pour les différentes excentricités pour les structures en R+01

Model ID	Excentricité structurale	Poteaux	Dimension de la section (cm x cm)
Str_e0	ex=0%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	30X30
		Axis ②	30X30
		Axis ③	30X30
Str_e7	ex=7%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	30X32
		Axis ②	30X30
		Axis ③	30X28
Str_e20	ex=20%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	30X35
		Axis ②	30X30
		Axis ③	30X22
Str_e35	ex=35%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	30X40
		Axis ②	30X20
		Axis ③	30X20

Tableau 4.2: Dimensions des poteaux pour les différentes excentricités pour les structures en R+04

Model ID	Excentricité structurale	Poteaux	Dimension de la section (cm x cm)		
			RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Str_e0	ex=0%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	50X50	45X45	40X40
		Axis ②	50X50	45X45	40X40

		Axis ③	50X50	45X45	40X40
Str_e7	ex=7%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	50X53	45X48	40X40
		Axis ②	50X50	45X45	40X40
		Axis ③	50X46	45X42	40X40
Str_e20	ex=20%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	50X63	45X48	40X48
		Axis ②	50X50	45X45	40X40
		Axis ③	50X40	45X30	40X30
Str_e35	ex=35%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	50X80	45X67	40X67
		Axis ②	50X50	45X45	40X40
		Axis ③	50X34	45X30	40X30

4.2.2.2 Rapport de rigidité

Des indicateurs d'étage qui peuvent être facilement évalués visuellement sont utilisés pour présenter l'irrégularité. Deux paramètres qui peuvent être facilement inspectés par des moyens visuels sont les ouvertures ainsi que la hauteur de l'étage. Puisque les effets des ouvertures sur la rigidité d'un étage sont difficiles à mesurer, seulement la hauteur d'étage est considérée (Dyaa and Oretaa 2015). On peut voir simplement que la modification de la taille d'un étage peut produire la réduction désirée de la rigidité.

Le rapport de rigidité de deux étages adjacents, ou R_{SS} , est établi pour visualiser cet effet. Le R_{SS} du bâtiment peut être déterminé en calculant la longueur cubique du premier étage et du deuxième étage. La relation qui permet d'exprimer R_{SS} est la suivante :

$$R_{SS} = \left[\frac{12EI}{h_2^3} \right] = \left[\frac{\text{Hauteur 1er Niveau}}{\text{Hauteur 2ème Niveau}} \right]^3 = \left[\frac{h_1}{h_2} \right]^3 \quad (4.1)$$

Où E, I et h sont le module de Young, moment de l'inertie du poteau et de la hauteur d'étage, respectivement.

Tableau 4.3: Ratios de rigidité R_{SS} pour tout type de structure

Hauteur du RDC (m)	R_{SS}
3.00	1.00
3.25	1.30
3.50	1.60
4.00	2.40
4.50	3.40

Nous présenterons dans le paragraphe 4.4 les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux. Dans la même section, on présente le ferrailage des structures références obtenu après un calcul de dimensionnement. La même chose sera présentée pour les structures irrégulières adoptées en fonction des différents ratios de rigidité et différentes valeurs des excentricités structurelles.

4.3 Spectre de réponse utilise pour le calcul

Le spectre de réponse en accélération utilisée pour la détermination de l'action sismique est le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/version 2003 (RPA99). Ce spectre est représenté par la relation suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

Où:

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

g : Accélération de pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99/2003).

Dans notre cas, les structures considérées sont supposées être localisées en zone sismique III, et sont de groupe d'usage 2 : $A = 0.25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5 %). Il est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

où ξ est le pourcentage d'amortissement critique (RPA 99/2003).

Pour un portique en béton armé avec remplissage léger, $\xi = 6\%$, d'où η est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} \geq 0.935$$

R : Coefficient de comportement de la structure (RPA 99/2003). Pour des portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas : $R = 5$

Q : Facteur de qualité. Il est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Où Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non les conditions du (RPA 99/20023). Dans notre cas, on considère que tous les critères de qualité sont satisfaits, ce qui nous donne : $Q = 1$.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99/2003). Dans notre cas, le site est de type S_3 (Site meuble), d'où : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.50s$.

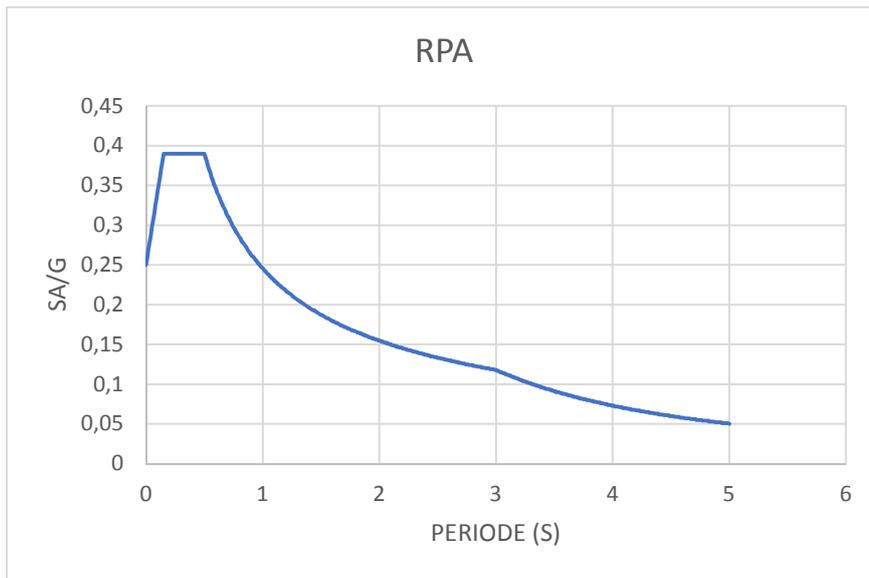


Figure 4.4: Spectre de calcul selon RPA99/V2003

4.4 Dimensionnement et ferrailage des structures étudiées

Le ferrailage des éléments structuraux poutres et poteaux de la structure de référence est dressé dans le tableau 4.4 pour la structure en R+1 et dans le tableau 4.5 pour la structure en R+4. Il est déterminé par les méthodes de calcul ordinaires en béton armé.

Tableau 4.4: Ferrailage des éléments pour la structure de référence en R+1

Niveau	Poutres			Poteaux	
	Section béton bxh (cmxcm)	Section acier		Section béton axa (cmxcm)	Section acier
		Nappe supérieure	Nappe inférieure		
1	30x40	3Ø12 + 2Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12
2	30x40	3Ø12 + 3Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12

Tableau 4.5: Ferrailage des éléments pour la structure de référence en R+4

Niveau	Poutres			Poteaux	
	Section béton bxh (cmxcm)	Section acier		Section béton axa (cmxcm)	Section acier
		Nappe supérieure	Nappe inférieure		
1	30x40	3Ø12 + 2Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12
2	30x40	3Ø12 + 2Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12
3	30x40	3Ø12 + 2Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12
4	30x40	3Ø12 + 2Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12
5	30x40	3Ø12 + 2Ø12	3Ø12	40x40	4Ø14+8Ø12

Par ailleurs, les Tableaux 4.6 et 4.7 présentent le Ferrailage des poteaux pour les différentes excentricités pour les structures en R+01 et en R+4 respectivement.

Tableau 4.6: Ferrailage des poteaux pour les différentes excentricités pour les structures en R+01

Model ID	Excentricité structurale	Poteaux	Ferrailage
Str_e0	ex=0%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12
Str_e7	ex=7%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12
Str_e20	ex=20%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12
Str_e35	ex=35%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12

Tableau 4.7: Ferrailage des poteaux pour les différentes excentricités pour les structures en R+04

Model ID	Excentricité structurale	Poteaux	Ferrailage		
			RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage
Str_e0	ex=0%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
Str_e7	ex=7%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
Str_e20	ex=20%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
Str_e35	ex=35%*Lx ey=0%*Ly	Axis ①	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ②	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12
		Axis ③	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12	4Ø14+8Ø12

4.5 Analyse dynamique linéaire des structures asymétriques

Le comportement sismique des bâtiments asymétriques dans la gamme élastique est défavorable comparativement avec celui des bâtiments symétriques. Afin d'illustrer clairement ces effets, on traite une analyse dynamique linéaire des structures avec différents rapports de rigidités et d'excentricités. Cette analyse dynamique linéaire (spectrale) est réalisée en utilisant le code de calcul Etabs 2016. Les résultats en termes des déplacements maximums de planchers sont éclairés pour évaluer le comportement élastique des structures étudiées.

4.5.1 Effet du rapport de rigidité R_{SS} sur les déplacements maximums

Les Figures 4.5 à 4.8 présentent les déplacements maximums normalisés de l'étage souple en fonction du rapport de rigidité R_{SS} , dans les sens x et y pour les modèles des structures R+1 et R+04 respectivement. En examinant ces figures, il est clair que pour tous les modèles, le déplacement maximal est concentré au niveau du plancher du dernier étage de chaque structure. Pour les modèles symétriques dans le plan (sans excentricité structurale), l'augmentation de la hauteur du premier niveau provoque une amplification importante de la réponse de la structure de référence. L'amplification est plus perceptible pour les rapports de rigidité supérieurs à 1,6. Ladite amplification peut atteindre une valeur supérieure à 220% pour un rapport de rigidité égal à 3,4 pour le modèle en R+01 et de 230% pour le modèle en R+04.

D'ici, on peut conclure que l'augmentation de la hauteur du premier niveau engendre une augmentation significative du déplacement maximal des planchers, ceci montre l'effet défavorable de l'étage souple due aux rapports de rigidité élevés.

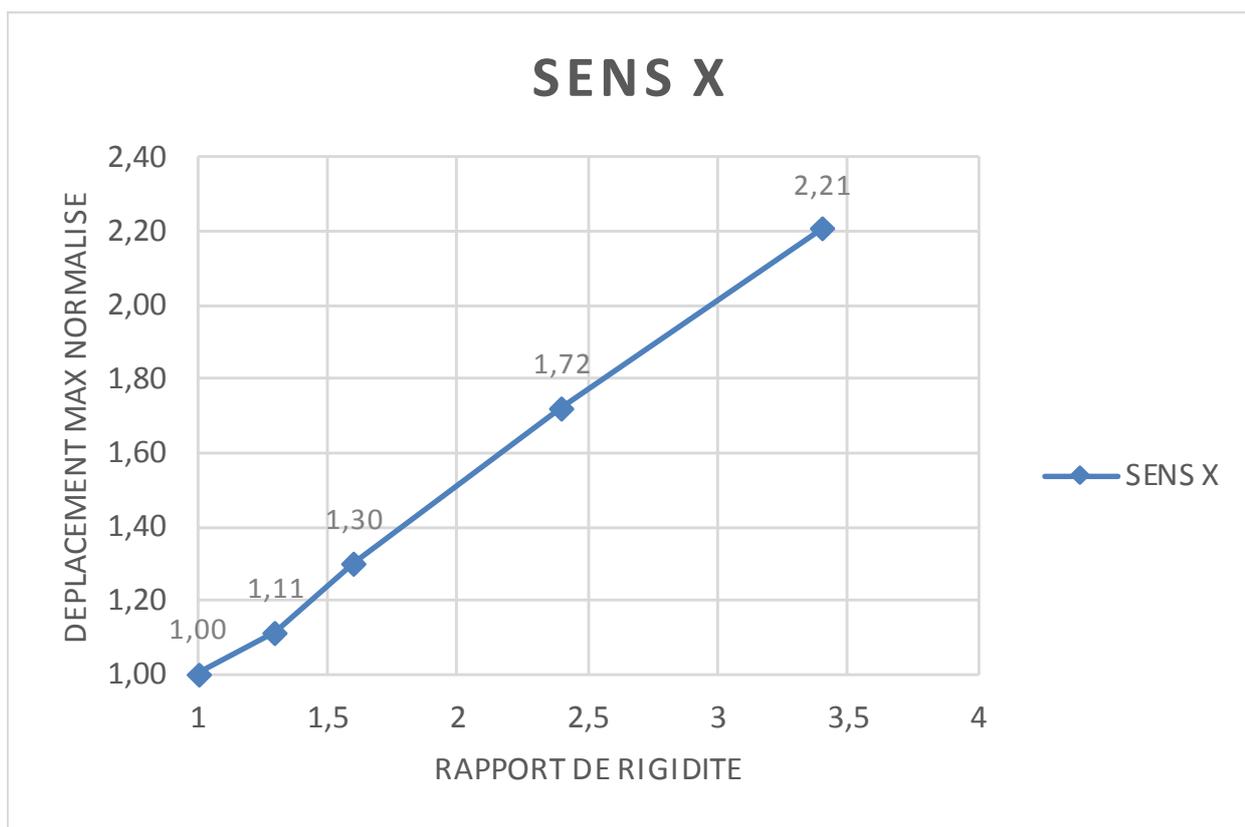


Figure 4.5: Déplacement maximum normalisé de l'étage souple sens x pour le modèle en R+1

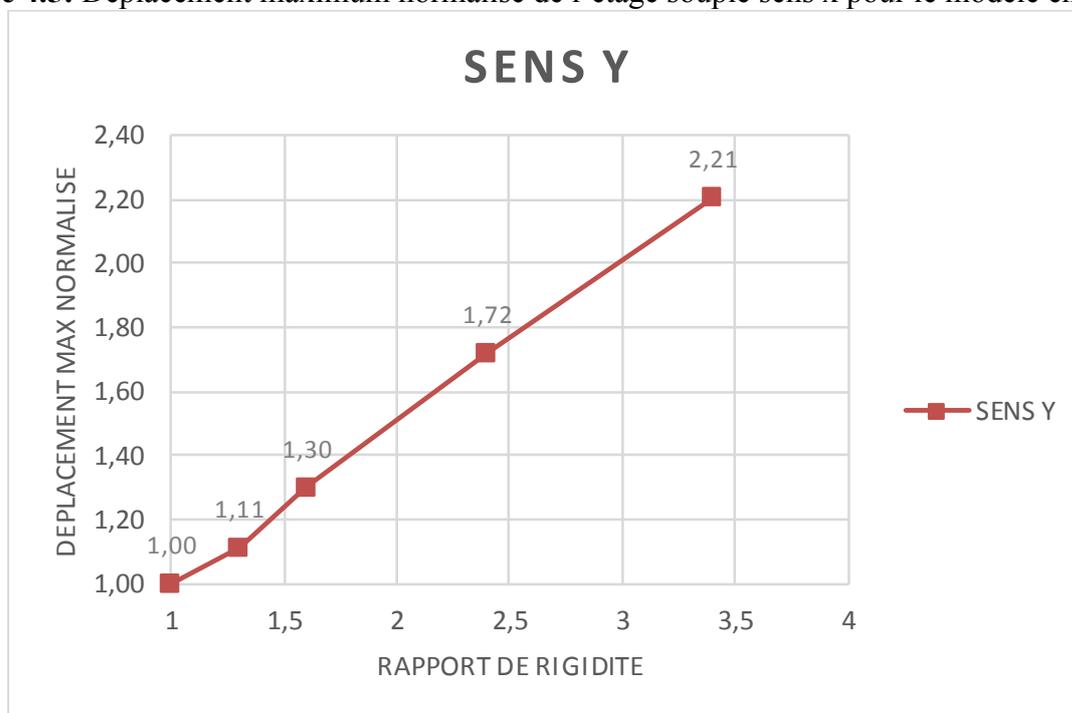


Figure 4.6: Déplacement maximum normalisé de l'étage souple sens Y pour le modèle en R+1

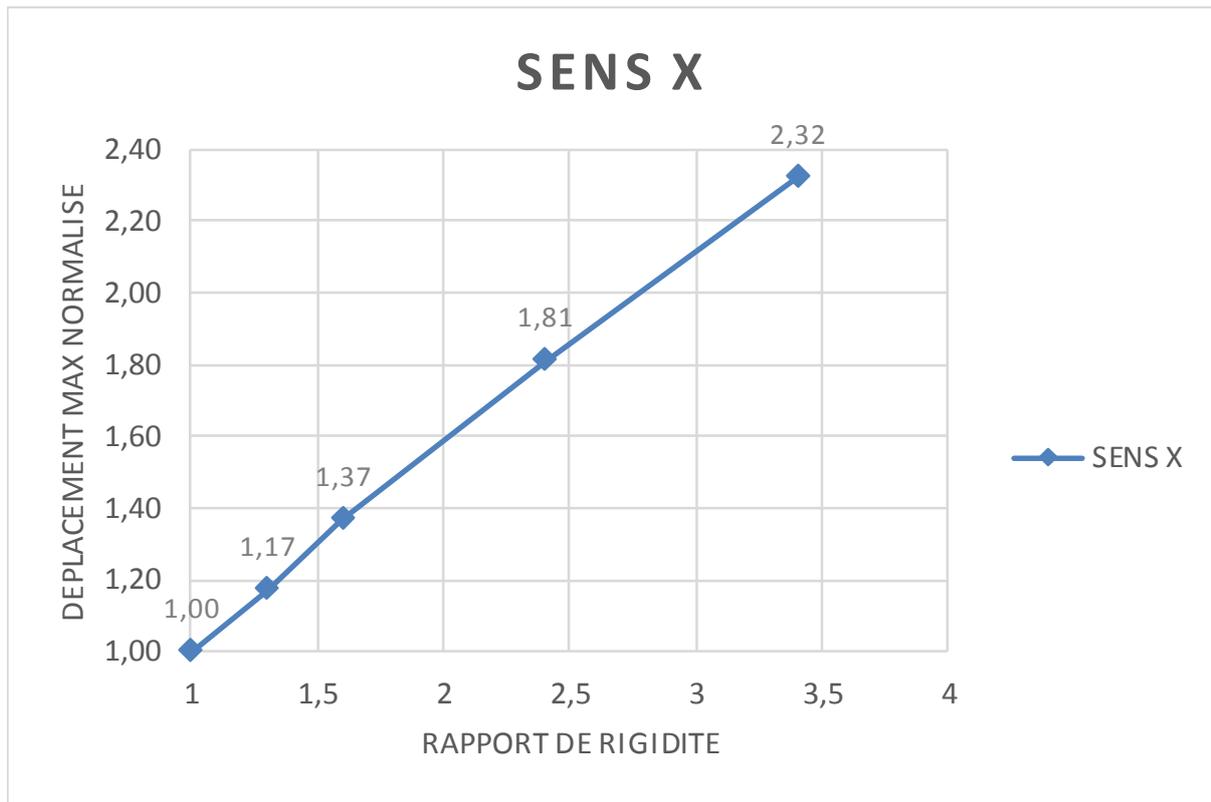


Figure 4.7: Déplacement maximum normalisé de l'étage souple sens X pour le modèle en R+4

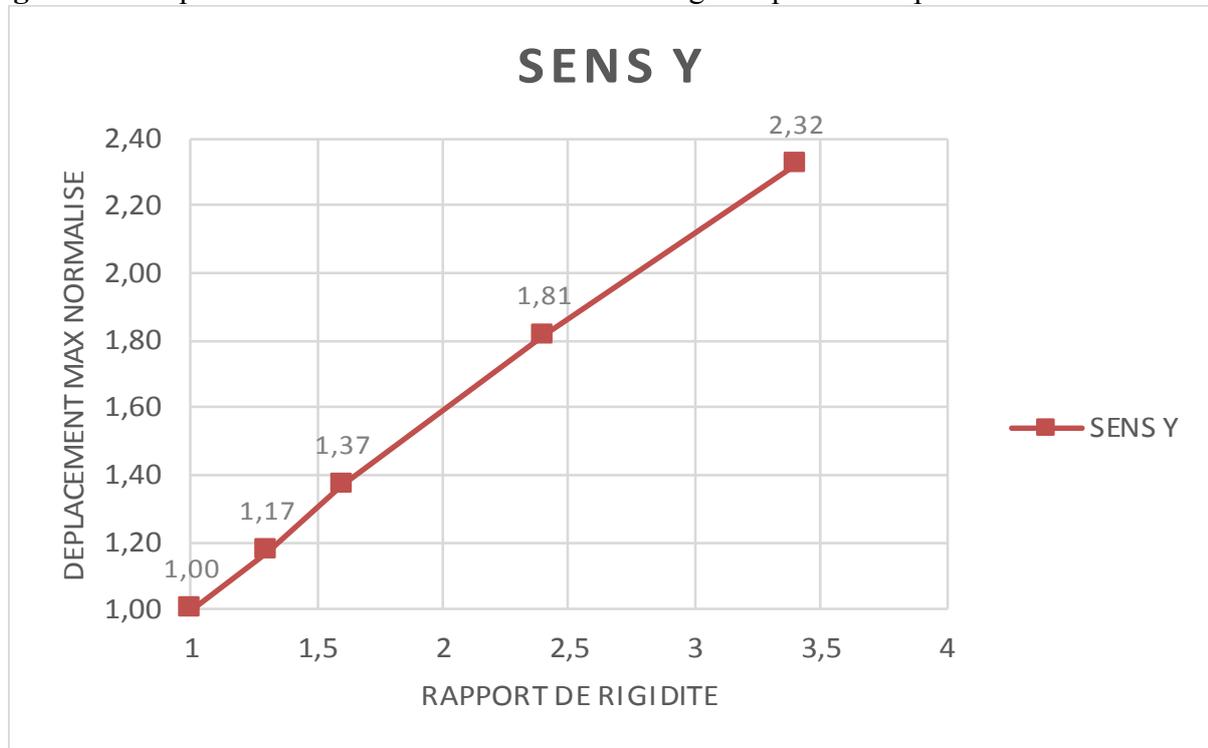


Figure 4.8: Déplacement maximum normalisé de l'étage souple sens Y pour le modèle en R+4

4.5.2 Effet de l'excentricité sur les déplacements maximaux

Les Figures 4.9 à 4.12 illustrent les déplacements maximaux normalisés de l'étage souple en fonction de l'excentricité, dans les sens X et Y pour les modèles des structures R+01 et R+04 respectivement. Cet effet explique clairement la création de la torsion due à l'effet de l'excentricité. Dans notre cas, les différentes valeurs des excentricités sont exprimées en pourcentage (e0%, e10%, e15%, e20% et e35%).

D'après ces figures, on constate que l'incrément de l'excentricité amplifie le déplacement maximal des planchers (étage souple). Pour le modèle en R+01 l'amplification du déplacement maximal est de 15%, dans le sens X. Le même constat est observé dans le sens Y. Par ailleurs, dans la figure 4.11 du modèle en R+04, la même observation est enregistrée, ou l'amplification du déplacement maximal est de 16%. Ce constat reste toujours valable pour le sens Y.

D'ici, on peut conclure que l'accroissement de l'excentricité amplifie le déplacement maximal des planchers, ce qui montre l'effet néfaste de l'excentricité sur le déplacement total qui peut dépasser le 1% de la hauteur d'étage.

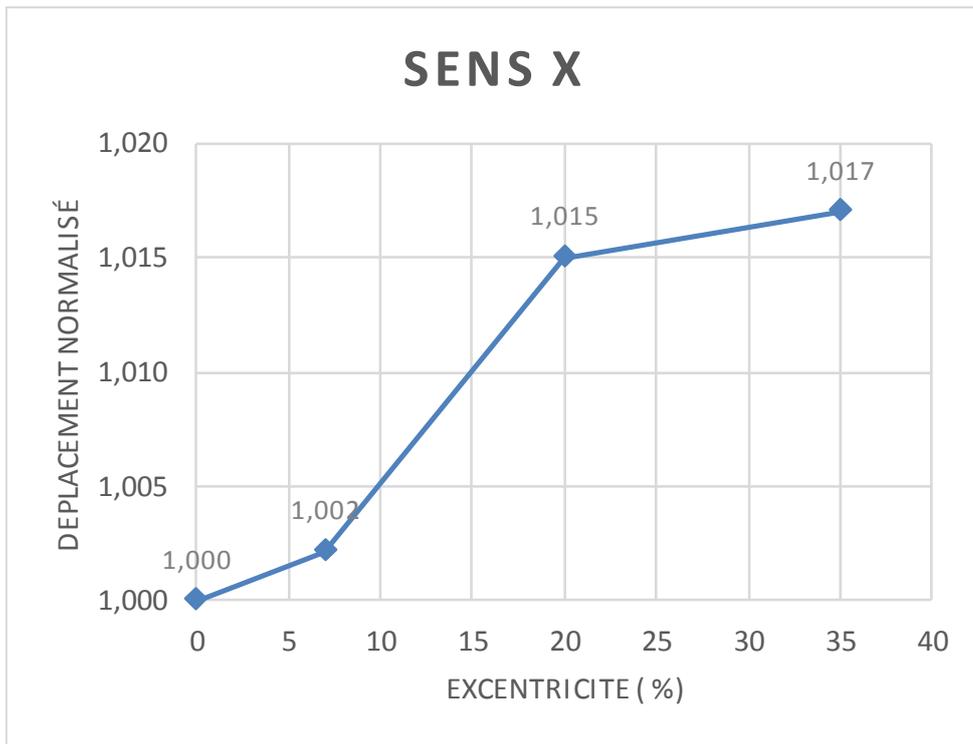


Figure 4.9: Déplacement max normalise de l'étage souple sens X pour le modèle en R+01

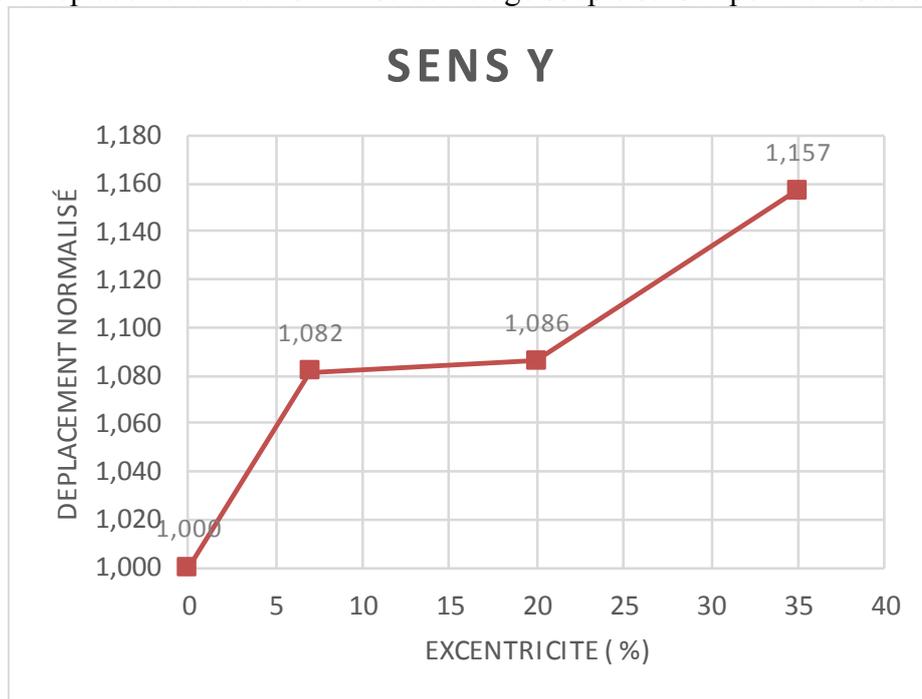


Figure 4.10: Déplacement max normalise de l'étage souple sens Y pour le modèle en R+1

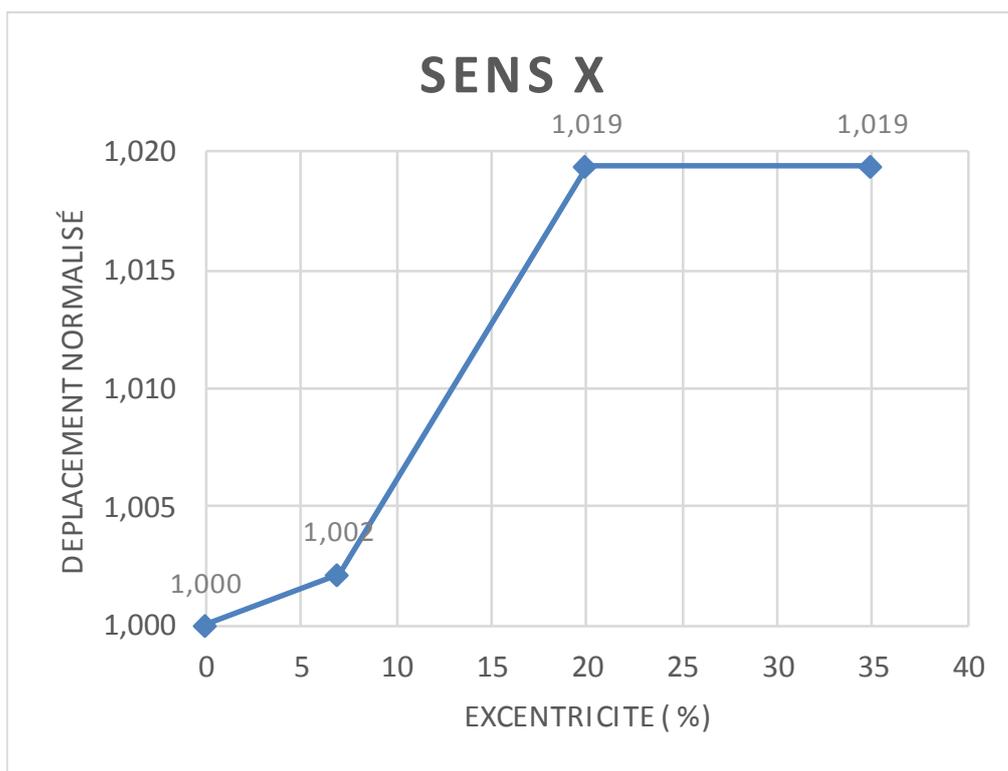


Figure 4.11: Déplacement max normalise de l'étage souple sens X pour le modèle en R+04

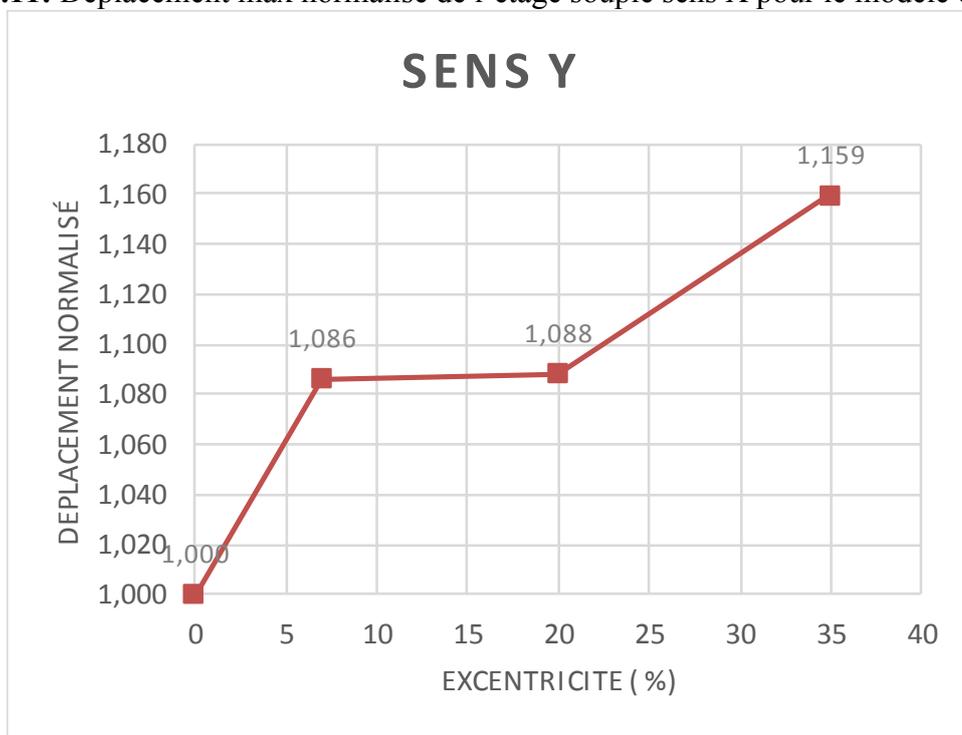


Figure 4.12: Déplacement maximal normalise de l'étage souple sens Y pour le modèle en R+04

4.5.3 Effet du couplage excentricité - étage souple

Pour résumer les résultats obtenus pour les différents cas de configuration des structures analysées, les déplacements normalisés, c'est-à-dire les déplacements de structures irrégulières normalisés à celle de la structure de référence, sont calculés aux côtés rigides (sens x) et flexibles (sens y). L'effet de couplage excentricité-étage souple sont représentés sur les Figures 4.13 à 4.14 en fonction de l'excentricité structurale et du rapport de rigidité pour les deux types de structures en R+1 et R+4.

Par rapport à la structure de référence, les déplacements normalisés augmentent en général sur tous les bords des structures. Dans ce contexte, les Figures 4.13 et 4.14 montrent que l'amplification de déplacement maximal peut atteindre 250%, pour le modèle avec un rapport de rigidité de 3,4 et une excentricité structurale de 35%.

Donc à partir des résultats en fonction de l'effet de couplage on constate que :

- Le déplacement maximal au niveau de l'étage souple augmente au fur et à mesure avec l'incrément de l'excentricité jusqu'à un taux supérieur de 250%.
- Les modèles ayant une excentricité considérable, sont plus sensibles et concernés par l'augmentation du déplacement.

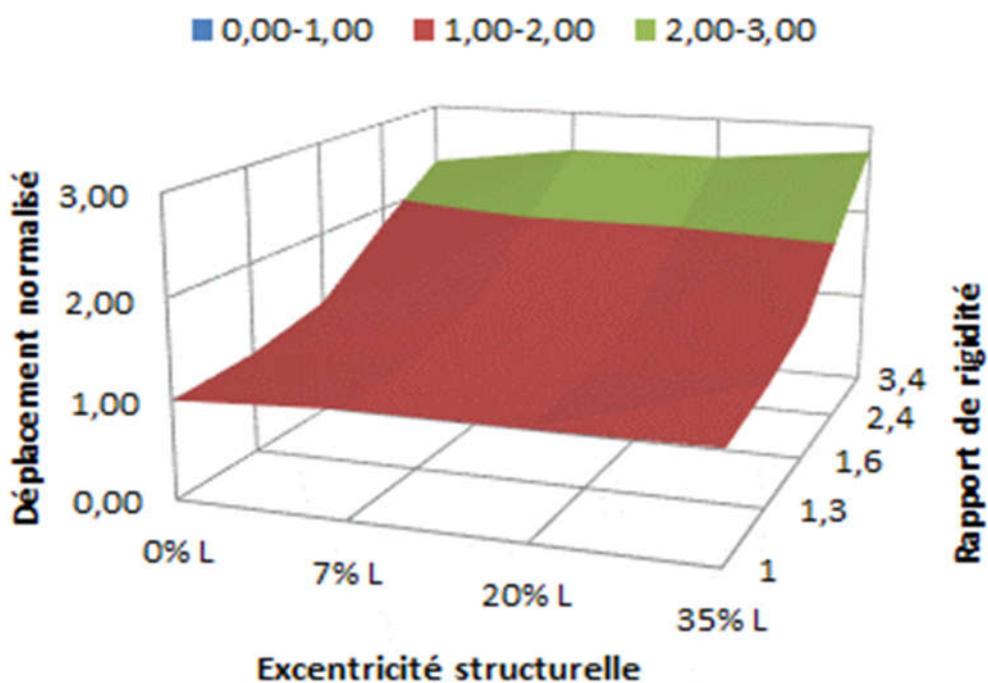


Figure 4.13 : Déplacement max du a l'effet de couplage pour le modèle en R+1

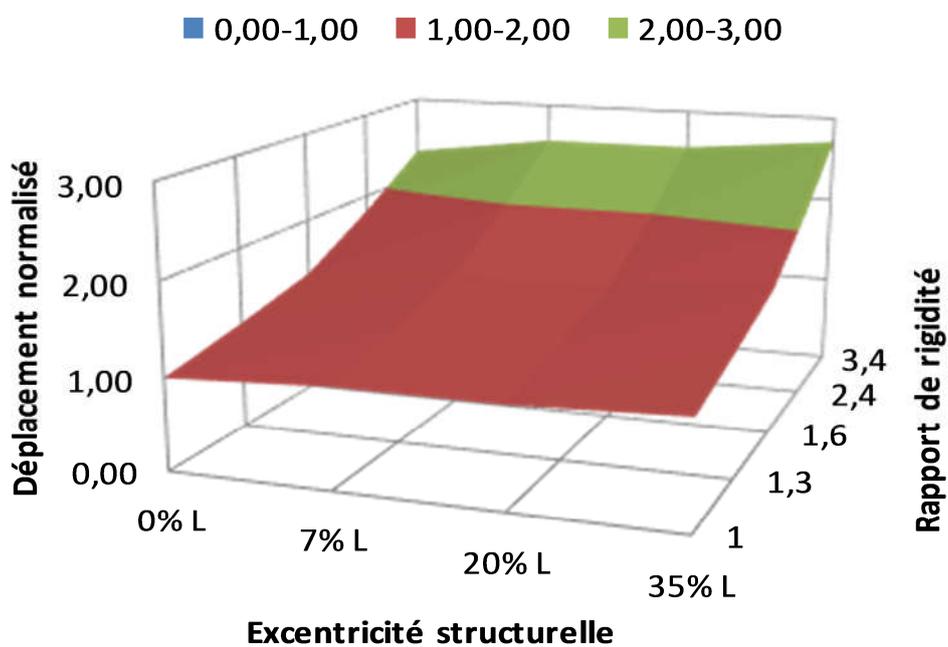


Figure 4.14: Déplacement max dû à l'effet de couplage excentricité-étage souple pour le modèle en R+4

4.6 CONCLUSION

À la lumière des résultats trouvés, on peut dire que l'effet de couplage de l'étage souple au premier niveau et de la torsion due aux excentricités élevées doit être pris en considération dans nos règlements parasismiques, et dans le dimensionnement de nos structures. Cet effet peut amplifier le déplacement plus de 250%, cette augmentation doit être comparée avec celle obtenue après un calcul dynamique non linéaire et qui est le travail effectué dans le chapitre suivant.

Chapitre 5

ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES ASYMETRIQUES AVEC NIVEAUX FLEXIBLES

5.1 INTRODUCTION

La finalité de ce chapitre est d'étudier numériquement le couplage des effets de torsion et du phénomène de l'étage souple. A cet effet, une étude paramétrique, utilisant des analyses dynamiques inélastiques, a été réalisée pour plusieurs modèles structuraux (700 cas environ), en considérant trois paramètres : l'excentricité structurale, des rapports de fréquences (torsion sur translation) différents et l'absence de murs extérieurs de maçonnerie (répartition irrégulière des remplissages de maçonnerie). Les résultats ont été recueillis en termes de déformation inter-étages, de déplacement et d'effort tranchant à la base, qui ont été analysés de manière critique pour quantifier les effets de divers paramètres.

5.2 DETAILS DES STRUCTURES ANALYSEES

Afin de couvrir un large éventail de structures avec différents rapports de rigidités d'étages adjacents, plusieurs excentricités structurelles et de prendre en compte l'effet de la distribution irrégulière des remplissages de maçonnerie, deux types de structures ont été générés : le modèle structurel théorique et le modèle structural réaliste (Bâtiment courant en Algérie).

5.2.1 Structures avec différents rapports de rigidités et excentricités

structurales

La structure de référence est un système spatial composé de portiques en béton armé de deux étages, symétrique dans les deux directions x et y , avec deux travées de 6 m de long dans les deux directions, comme le montre la Figure 5.1. La hauteur d'étage est de 3 m. Tous les poteaux ont des dimensions de section transversale de 30 cm x 30 cm, avec un ferrailage de 8 HA14 comme armatures longitudinales et des cadres en $\phi 6$ avec des espacements de 10 cm et 15 cm (Figure 5.2). Les poutres longitudinales ont des dimensions de section constante de 30 cm x 40 cm dans les deux sens, avec un ferrailage de 6 HA14 comme armatures longitudinales et des cadres et étriers en $\phi 6$, avec des espacements de 10 cm et 15 cm (Figure 5.2). Les dalles ont une épaisseur de 15 cm.

Pour les autres structures étudiées, l'excentricité structurale (section 5.2.2) et l'irrégularité de l'étage souple (section 5.2.3) sont introduites. La structure de référence est définie comme un

modèle avec un rapport de rigidités d'étages adjacents de 1.0 et une excentricité de rigidité de 0%.

Cette étude est limitée aux structures disposant d'un étage flexible situé au premier niveau, parce que le problème de l'étage souple devient critique lorsque ce dernier est situé au niveau bas du bâtiment.

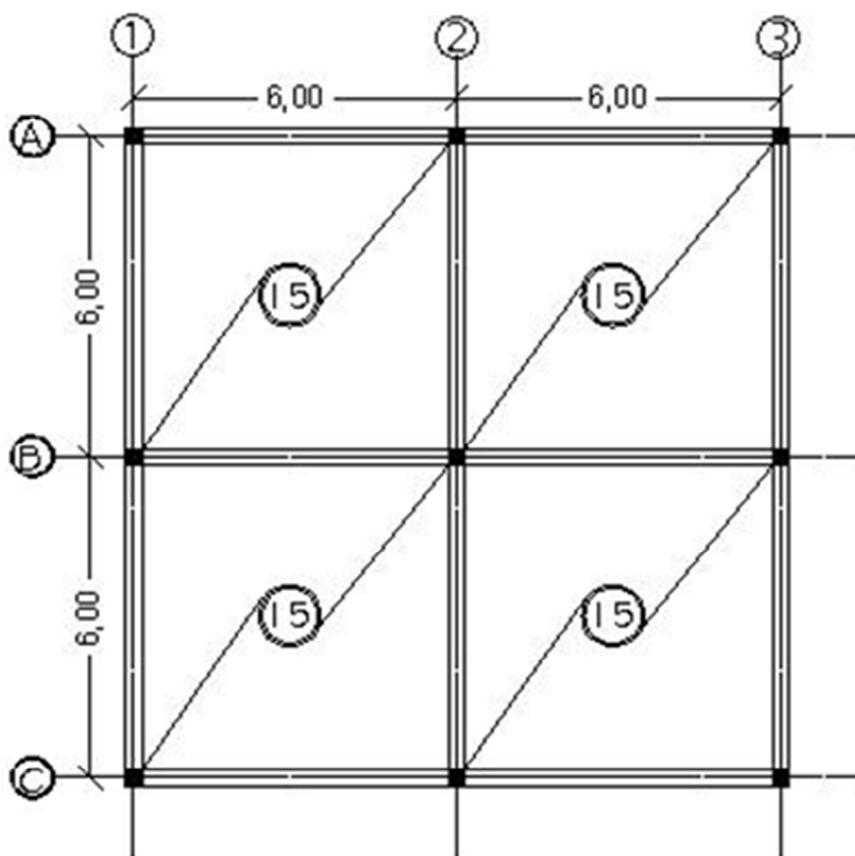


Figure 5.1: vue en plan d'un étage courant

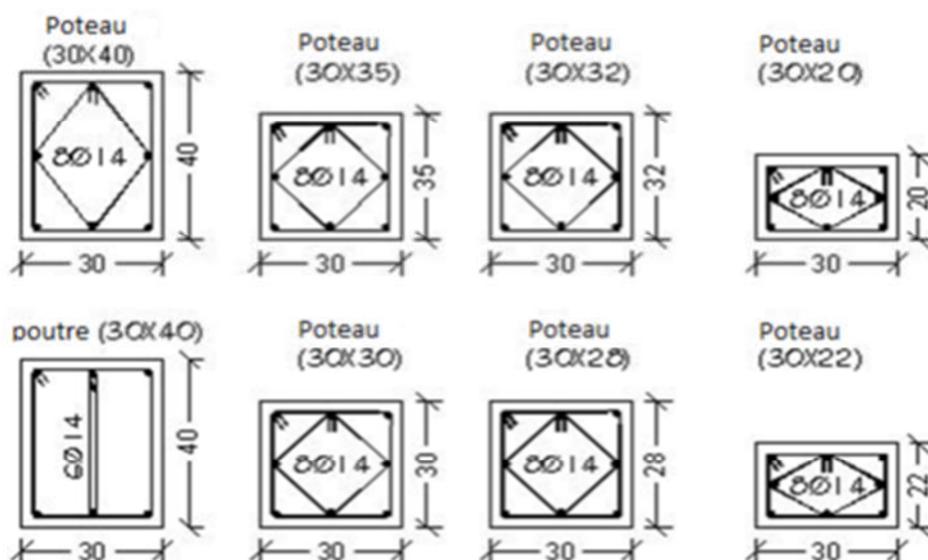


Figure 5.2: Sections transversales des poteaux et poutres en béton armé

5.2.2 Structure existante avec une distribution réelle des murs en maçonnerie

Le modèle structurel utilisé ici est un bâtiment résidentiel existant (voir la Figure 5.3). Les simulations sont effectuées pour deux cas : avec et sans murs pour comparer les conditions de construction avec les conditions de conception. Cependant, pour le second cas (condition de conception), les masses des murs sont incluses (densité de la maçonnerie : 20 kN/m^3).



Figure 5.3: Bâtiment existant étudié, sans murs de remplissage en façade, au niveau du RDC

La structure étudiée en portiques à trois étages présente une symétrie dans le plan, dans les deux directions. Les dalles rigides ont une épaisseur de 15 cm. La hauteur du premier étage est de 4 m, tandis que les autres étages courants ont la même hauteur de 3 m. Les charges totales permanentes et d'exploitation supposées sur la structure sont respectivement de 5 kN/m² et de 1,5 kN/m². Tous les poteaux ont une section transversale de 30 cm x 30 cm, avec 8 HA14 comme armatures longitudinales et des cadres en $\phi 6$ avec un espacement de 10 cm et 15cm (voir Figure 5.4). Les poutres longitudinales ont des dimensions de 30 cm x 40 cm dans les deux sens, un ferrailage en 6 HA14 comme armatures longitudinales et avec cadres et étriers en $\phi 6$ avec un espacement de 10 cm et 15 cm (voir Figure 5.4).

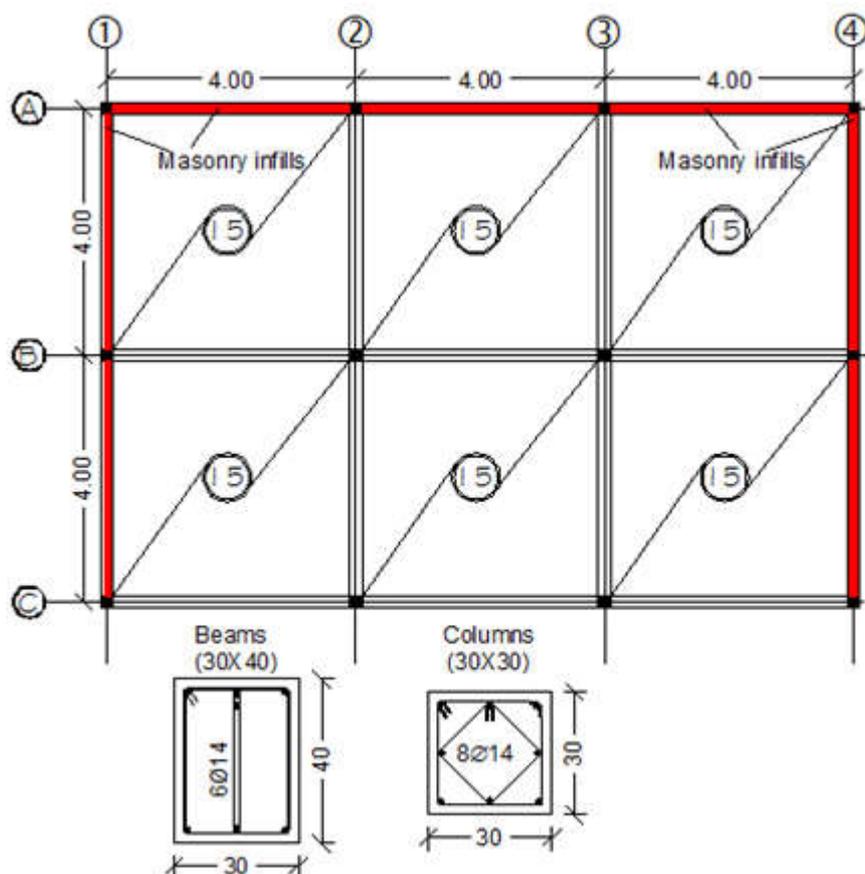


Figure 5.4: Vue en plan du bâtiment existant étudié et détails du ferrailage

5.3 DONNEES DES FACTEURS ETUDIEES

5.3.1 Excentricité structurale

Les différentes excentricités structurales sont introduites dans la modélisation en e faisant varier les dimensions des poteaux dans la direction Y (Tableau 5.1).

Tableau 5.1: Dimensions des poteaux des modèles utilisés

Modèle ID	Excentricité structurale	Poteaux	Dimensions (cm x cm)
Str_e0	ex=0%*Lx ey=0%*Ly	Axe ①	30X30
		Axe ②	30X30
		Axe ③	30X30
Str_e7	ex=7.11%*Lx ey=0%*Ly	Axe ①	30X32
		Axe ②	30X30
		Axe ③	30X28
Str_e20	ex=20%*Lx ey=0%*Ly	Axe ①	30X35
		Axe ②	30X30
		Axe ③	30X22
Str_e35	ex=35%*Lx ey=0%*Ly	Axe ①	30X40
		Axe ②	30X20
		Axe ③	30X20

5.3.2 Rapport des rigidités des étages adjacents

Les indicateurs de l'irrégularité verticale qui peuvent être facilement évalués visuellement sont recensés : les ouvertures (absence de murs de remplissage par exemple) ainsi que les hauteurs considérablement plus grandes. Puisque les effets des ouvertures sur la rigidité d'un étage sont difficiles à quantifier, seule la hauteur de l'étage est considérée (Dyaa and Oretaa 2015). On peut voir que la simple modification de la hauteur d'un étage peut produire la réduction de rigidité souhaitée.

Un rapport de rigidités d'étages est calculé R_{SS} , est établi. Le Rapport R_{SS} peut être facilement déterminé en calculant la longueur en cubes du premier étage et du second étage. L'équation pour calculer le R_{SS} est indiquée par Eq. (1), où E, I et h sont respectivement le module d'Young, le moment d'inertie de la colonne et la hauteur de l'histoire.

$$R_{ss} = \left[\frac{12EI}{h_2^3} \right] = \left[\frac{\text{Hauteur 1er Niveau}}{\text{Hauteur 2ème Niveau}} \right]^3 \quad 5.1$$

Le tableau 5.2 ci-dessous montre la variation du rapport Rss en modifiant la hauteur du premier niveau du modèle analysé.

Tableau 5.2: Différents rapports de rigidités utilisés Rss

Hauteur du premier niveau (m)	R _{ss}
3.00	1.00
3.25	1.30
3.50	1.60
4.00	2.40
4.50	3.40

5.4 MODELISATION NON-LINEAIRE

5.4.1 Sections des poteaux et poutres en béton armé

L'approche de modélisation par fibres à deux dimensions a été adoptée pour les sections transversales des poteaux et poutres en béton armé (voir la Figure 5.5). Cette approche des fibres représente le comportement de la section transversale des éléments structuraux en béton armé, où chaque fibre est associée à une relation contrainte-déformation uni-axiale ; l'état de contrainte-déformation de la section entière des poteaux et poutres est ensuite obtenu par l'intégration de la réponse contrainte-déformation uni-axiale non linéaire des 150 fibres individuelles dans lesquelles la section a été subdivisée. Chaque membre (poteaux et poutres) a été décrit à travers un élément barre inélastique, et une approche basée sur le déplacement a été sélectionnée pour la solution analytique.

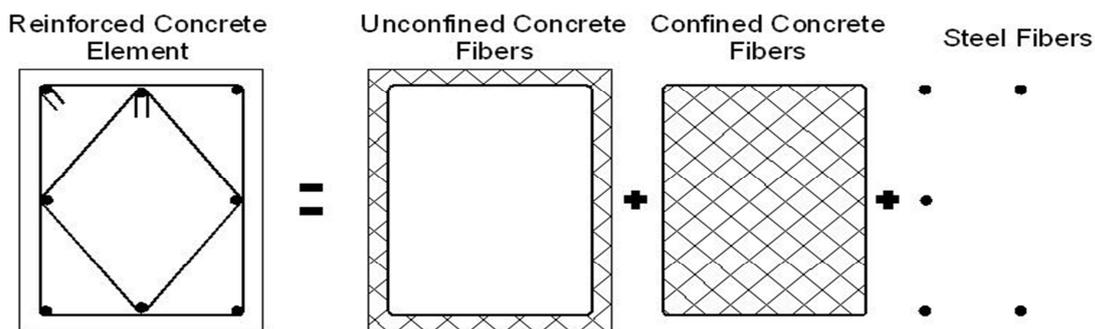


Figure 5.5: Modélisation non-linéaire par fibres adoptée pour les poteaux et poutres en béton armé

Le modèle de Mander et al. (Mander et al., 1988) a été adopté pour le comportement du béton confiné et un modèle tri-linéaire pour le béton non confiné (voir Figure 5.6) et (Tableau 5.3). Quant aux barres d'acier, un modèle bilinéaire a été retenu (Figure 5.7) et (Tableau 5.4).

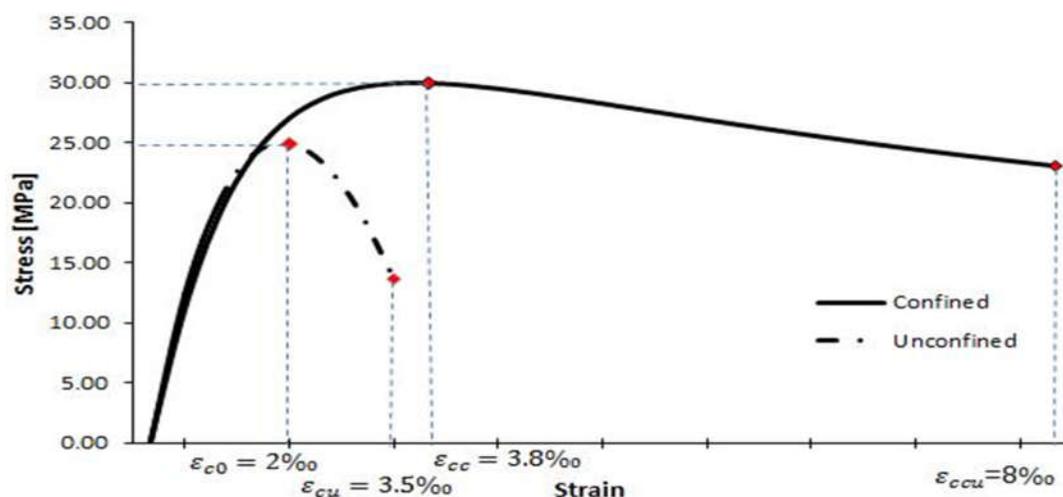


Figure 5.6: Lois de comportement contrainte-déformation pour le béton confiné et celui non-confiné

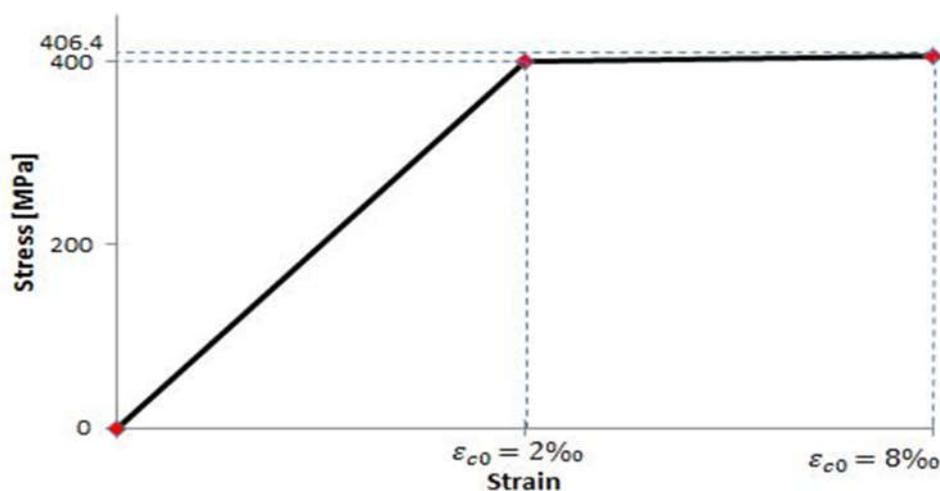


Figure 5.7: Loïs de comportement contrainte-déformation pour les barres d'acier

Tableau 5.3: Caractéristiques du béton

Résistance caractéristique à la compression (MPa)	28
Résistance à la traction (MPa)	2.2
Module de Young (MPa)	24 870
Déformation correspondant à la contrainte maximale	$2 \cdot 10^{-3}$

Tableau 5.4: Caractéristiques de l'acier

Module de Young (MPa)	210 000
Résistance élastique (MPa)	400
Coefficient de sur-résistance	$5 \cdot 10^{-3}$

5.4.2 Murs de remplissage en maçonnerie

Dans la présente étude, pour modéliser la réponse non linéaire des murs de remplissage en maçonnerie, l'approche de macro-modélisation des bielles équivalente mise en œuvre dans SeismoStruct (Seismosoft 2014) est adoptée. L'effet global des murs de maçonnerie est représenté par plusieurs bielles diagonales équivalentes (voir Figures 5.8 (a) et 5.8 (b)). La modélisation proposée des murs est jugée acceptable pour l'étude comparative présentée ici (Brodsky et Yankelevsky, 2017, Tomomi et al., 2017). La courbe contrainte-déformation basée sur ce modèle est représentée sur la Figure 5.9.

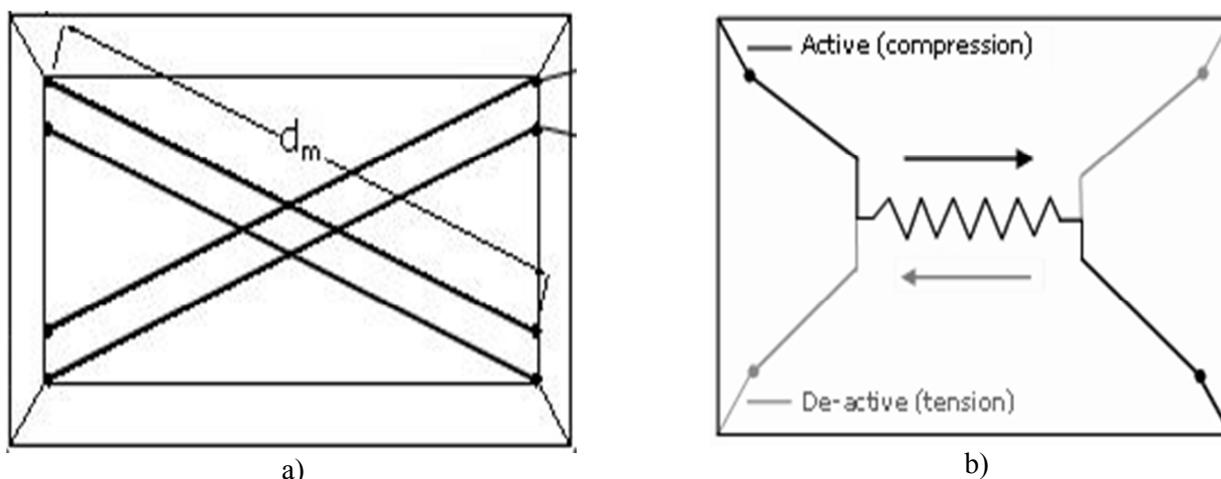


Figure 5.8: Bielles diagonales de Compression et Tension (a) and Effet de cisaillement dans le mur (b)

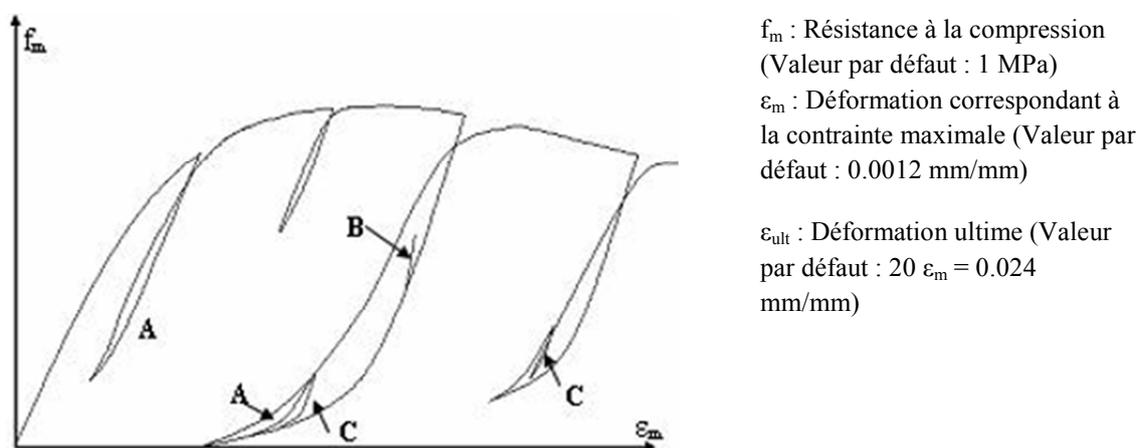


Figure 5.9: Loi de comportement des bielles diagonales

Les propriétés mécaniques de la maçonnerie de remplissages utilisée sont résumées dans le Tableau 5.5 ci-dessous.

Tableau 5.5: Propriétés mécaniques de la maçonnerie de remplissages

Résistance à la compression (MPa)	1.0
Module de Young (MPa)	1 100

5.5 ANALYSE DES STRUCTURES AVEC DIFFERENTS RIGIDITES ET EXCENTRICITES

La réponse sismique des bâtiments asymétriques dans la gamme inélastique est très complexe (Sinkovic et Perus et Fajfar 2016). Cette complexité augmente davantage dans le cas de

bâtiments asymétriques avec un étage souple. Dans cette partie on traite une analyse dynamique non-linéaire des structures avec différents rapports de rigidités et d'excentricités. Cette analyse dynamique non linéaire (transitoire) est réalisée en utilisant le code de calcul Seismostruct (Seismosoft 2014). L'amortissement de Rayleigh est utilisé, proportionnellement aux matrices de rigidité initiale et de masse, avec 5% d'amortissement critique. Les résultats en termes des déplacements maximums de planchers et les déplacements inter-étages sont utilisés pour évaluer le comportement inélastique des structures étudiées.

5.5.1 Accélérogrammes utilisés

Les vingt modèles structuraux générés sont soumis à six enregistrements de tremblements de terre réels (avec deux composantes horizontales chacun). Le choix de derniers a été effectué de manière à ce que ces enregistrements couvrent une large gamme de contenus fréquentiels et représentent différents types de sols. La liste des enregistrements sélectionnés est présentée dans le Tableau 5.6. Les enregistrements sont sélectionnés à partir de base de données PEER, Strong Motion (PEER, 2005).

Tableau 5.6: Caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés

Séisme	Station	Mw	Distance épicentrale (km)	PGA (g)	Vitesse de l'onde de cisaillement (m/s)
L'Aquila Italy (2009)	V-Aterno V-Ateno (AQA)	6.3	4.6	0.44	549
Kocaeli Turkey (1999)	Izmit, Meteoroloji, Istasyona	7.6	09	0.22	826
Petrolia USA (1992)	CSMIP St n°89156	7.1	05	0.65	713
Christ-church New Zealand (2011)	Lyttelton Port Company	6.3	04	0.86	422
Imperial Valley (1940)	El-centro, 117	6.9	16.9	0.36	200
San-Fernando (1971)	Pacoima, DAM, CAL, n°279	6.61	3.5	1.148	2016

5.5.2 Réponse structurale en déplacement

Pour résumer les résultats obtenus pour le grand nombre de structures analysées, les déplacements normalisés, c'est-à-dire les déplacements de structures irrégulières normalisés à celle de structure de référence, sont calculés aux côtés rigides (ĐS) et flexibles (ĐF). La moyenne des six valeurs maximales est considérée comme représentative des résultats correspondant aux différents enregistrements de séismes réels. Ensuite, les rapports (ĐS) et (ĐF) sont représentés sur les Figures 5.10 à 5.12 en fonction de l'excentricité structurale et du rapport de rigidité.

Par rapport à la structure de référence, les déplacements normalisés augmentent en général sur tous les bords des structures, tandis que l'augmentation de l'excentricité structurale n'aboutit pas toujours à une augmentation de l'amplification de déplacement (par exemple, les amplifications du déplacement pour une excentricité structurale de 20% sont inférieurs à ceux

avec de 7%). En outre, la Figure 5.10 montre que l'amplification de déplacement sur les bords rigides est plus petite que celle sur les bords flexibles. De plus, les déplacements sur les côtés flexibles et rigides sont généralement plus grands que ceux de la structure de référence. Cet effet se produit dans les structures ayant de la torsion avec un premier niveau flexible (rapport de rigidité supérieur à un couplé à l'excentricité structurale supérieure à zéro): l'amplification de déplacement maximale peut atteindre 400%, pour le modèle avec un rapport de rigidité de 3,4 et une excentricité structurale de 35%.

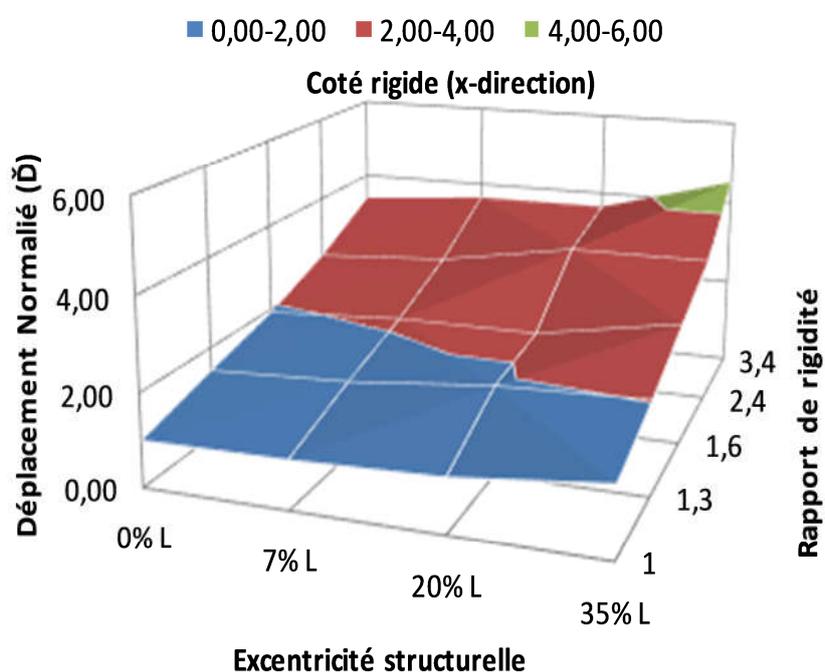


Figure 5.10: Effet du couplage torsion/étage souple sur les déplacements normalisés coté rigide des structures (direction X)

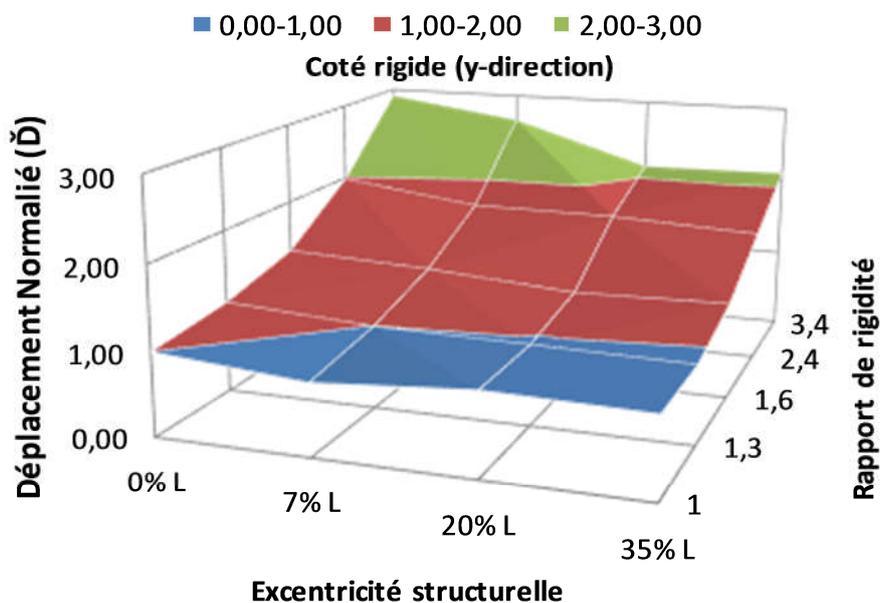


Figure 5.11: Effet du couplage torsion/ étage souple sur les déplacements normalisés coté rigide des structures (direction Y)

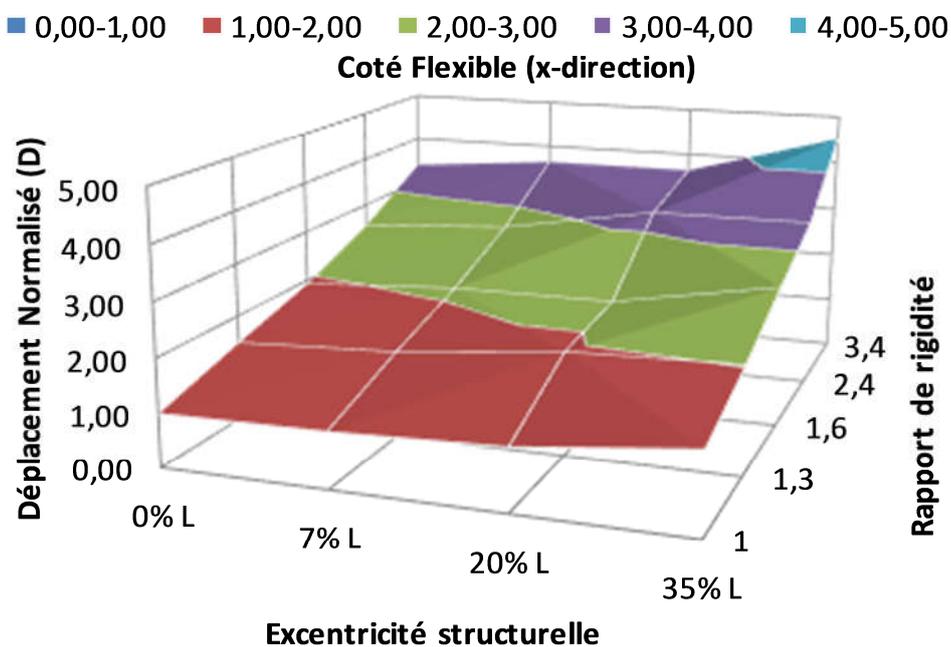


Figure 5.12: Effet du couplage torsion/ étage souple sur les déplacements normalisés coté flexible des structures (direction X)

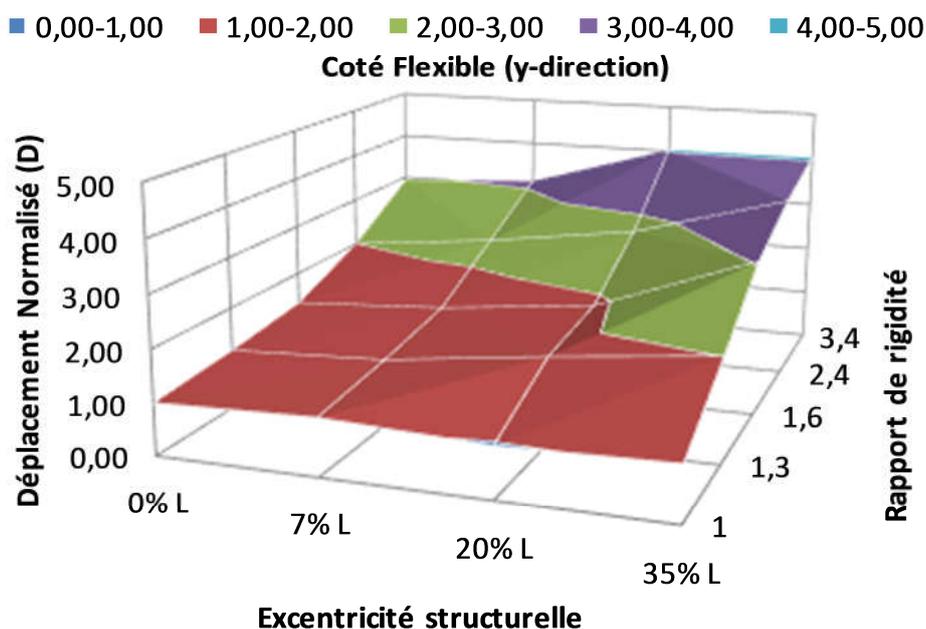


Figure 5.13: Effet du couplage torsion/ étage souple sur les déplacements normalisés coté flexible des structures (direction Y)

5.5.3 Réponse structurale en déformation inter-étages

En regardant la figure 11, il est clair que pour tous les modèles, la déformation maximale inter-étages est concentrée au premier des structures. Pour les modèles symétriques dans le plan (sans excentricité structurale), l'augmentation de la hauteur du premier niveau provoque une amplification importante de la réponse structurale de référence. L'amplification est plus perceptible pour les rapports de rigidité supérieurs à 1,6. Ladite amplification peut atteindre une valeur supérieure à 260% pour un rapport de rigidité égal à 3,4. Pour les modèles asymétriques, elle peut augmenter de manière significative avec l'augmentation de la hauteur du premier niveau. Par exemple, pour le rapport de rigidité de 3,4, l'amplification est supérieure à 460% lorsque l'excentricité structurale est égale à 35% de la dimension du plan. Des résultats similaires ont été obtenus par Tsai et Weng (Tsai et Weng, 2001). Leurs résultats analytiques ont indiqué que les structures, ayant un étage souple au premier niveau, peuvent montrer une déformation inter-étages beaucoup plus importante que les bâtiments ordinaires ayant une période fondamentale plus courte.

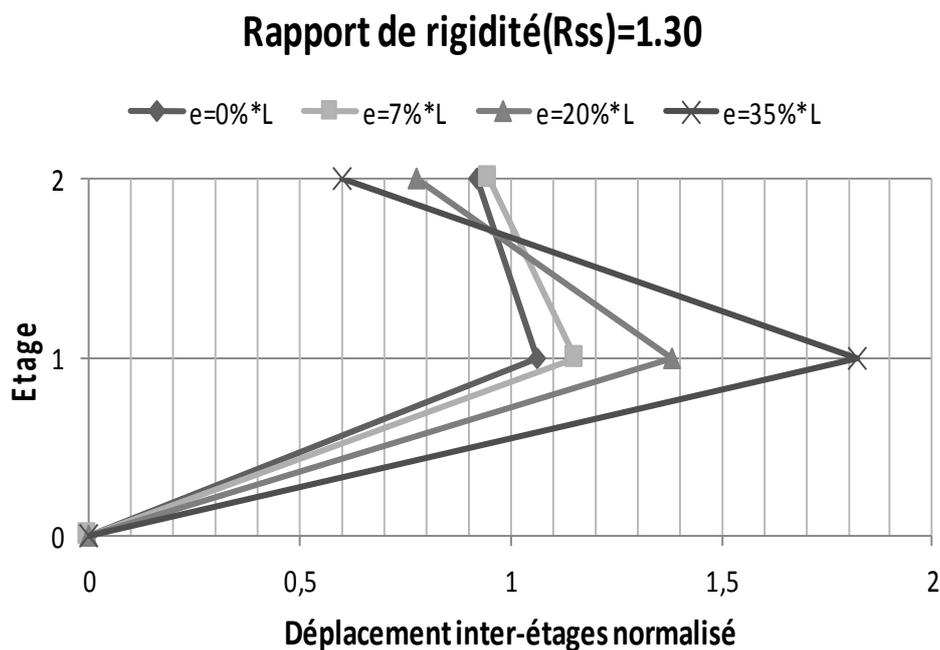


Figure 5.14: Effet du rapport de rigidité et de l'excentricité structurale sur la déformation inter-étages normalisée avec RSS=1.30

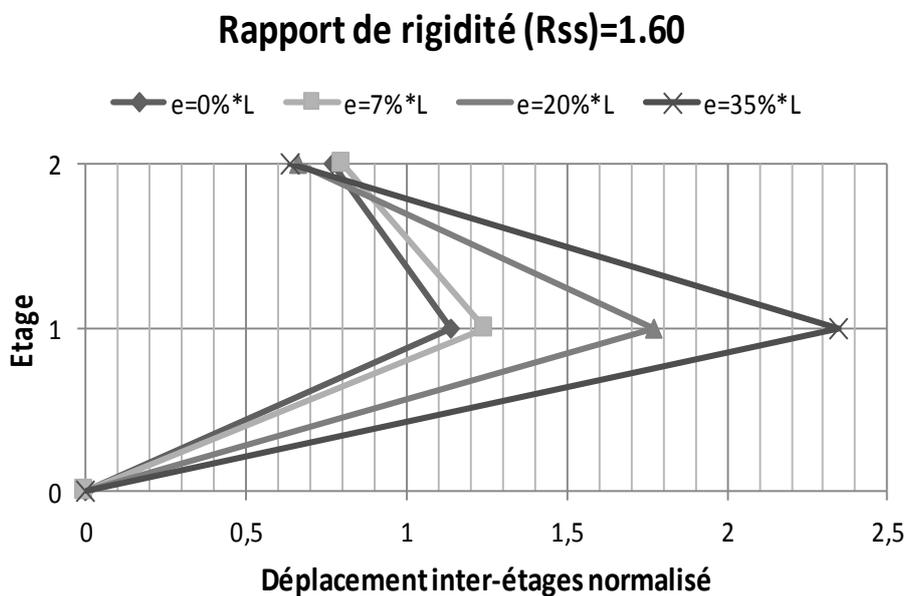


Figure 5.15: Effet du rapport de rigidité et de l'excentricité structurale sur la déformation inter-étages normalisée avec RSS=1.60

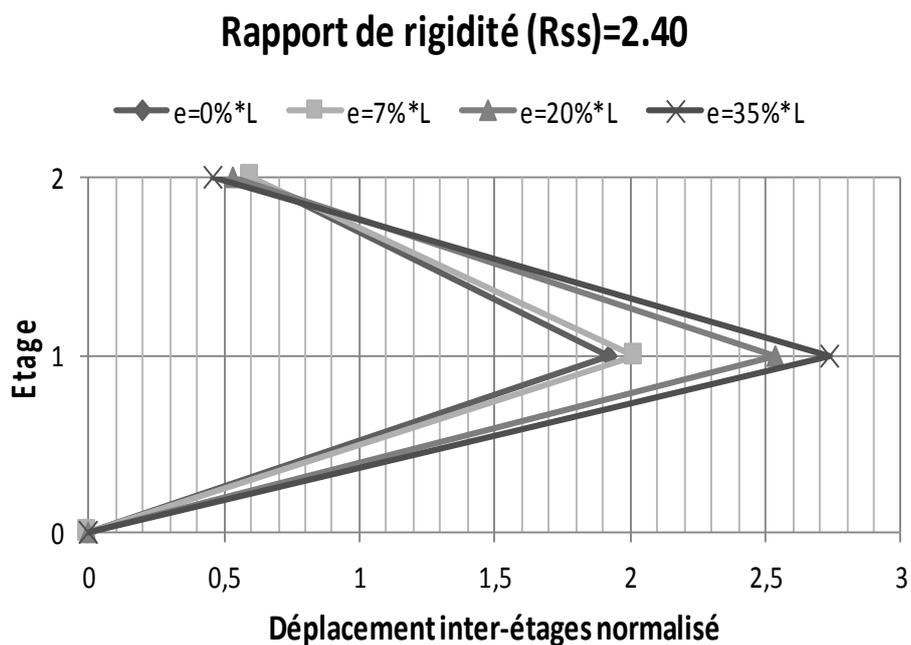


Figure 5.16: Effet du rapport de rigidité et de l'excentricité structurale sur la déformation inter-étages normalisée avec RSS=2.40

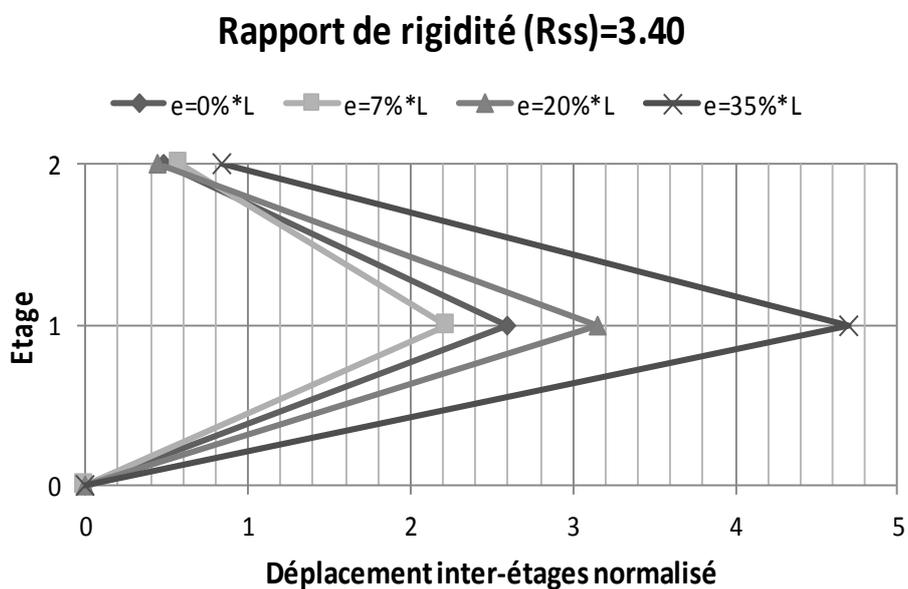


Figure 5.17: Effet du rapport de rigidité et de l'excentricité structurale sur la déformation inter-étages normalisée avec RSS=3.40

5.6 ANALYSE DES STRUCTURES AVEC LA DISTRIBUTION IRREGULIERE DES MURS

Une analyse dynamique non-linéaire sur une structure réelle est effectuée en considérant la position exacte des murs. Cette analyse couvre deux configurations de la structure : sans (les masses des murs sont incluses) et avec des murs de maçonnerie de remplissage (voir les Figures 5.3 et 5.4). L'effet des panneaux de remplissage en maçonnerie sur la régularité en plan et en élévation doit être pris en compte (Eurocode 8 1998). Lorsque les panneaux ne sont pas répartis uniformément en plan et ne sont pas inclus dans un modèle spatial, l'Eurocode 8 stipule de doubler l'excentricité accidentelle supplémentaire dans l'analyse structurale.

Dans le cadre de cette étude, l'effet des panneaux de maçonnerie sur le comportement structural est étudié en comparant les réponses sismiques des structures avec et sans modélisation des murs de remplissage en maçonnerie. Les déplacements maximaux et les déformations inter-étages, en utilisant la méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA), sont calculés pour évaluer le comportement inélastique des bâtiments.

5.6.1 Accélérogrammes utilisés

Sept séismes enregistrés sélectionnés à partir de la base de données des séismes forts (Peer, 2000), sont normalisés pour être compatibles avec le spectre RPA99/2003 (Tableau 5.7). Ce dernier est construit à partir des paramètres sismiques suivants :

- Zone sismique : III
- Coefficient de comportement global de la structure : $R = 3.5$
- Facteur d'importance : 1B
- Facteur de qualité : $Q = 1,15$
- Type de sol : sol mou

La Figure 5.12 montre les spectres de réponse d'accélération des accélérogrammes sélectionnés. Ces derniers sont normalisés selon la procédure prescrite dans l'Eurocode 8 (Eurocode 8 1998) de manière à correspondre au spectre de conception du code sismique algérien RPA99 / 2003 (voir Figure 5.18).

Tableau 5.7: Caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés

Séisme	Station	Mw	Distance épicentrale (km)	Vitesse de l'onde de cisaillement (m/s)
Imperial Valley 02 (1940)	El centro array #9	6.95	6.10	213.44
Kern Country (1952)	Taft Loicoln school	7.36	38.50	385.43
Northern Calif (1954)	Ferndale City Hall	6.50	26.80	219.31
Parkfield (1966)	Temblor	6.19	16.00	527.92
San Fernando (1971)	Castaic Old Ridge route	6.61	19.30	450.28
Managua Nicaragua (1972)	Managua Esso	6.24	4.06	288.77

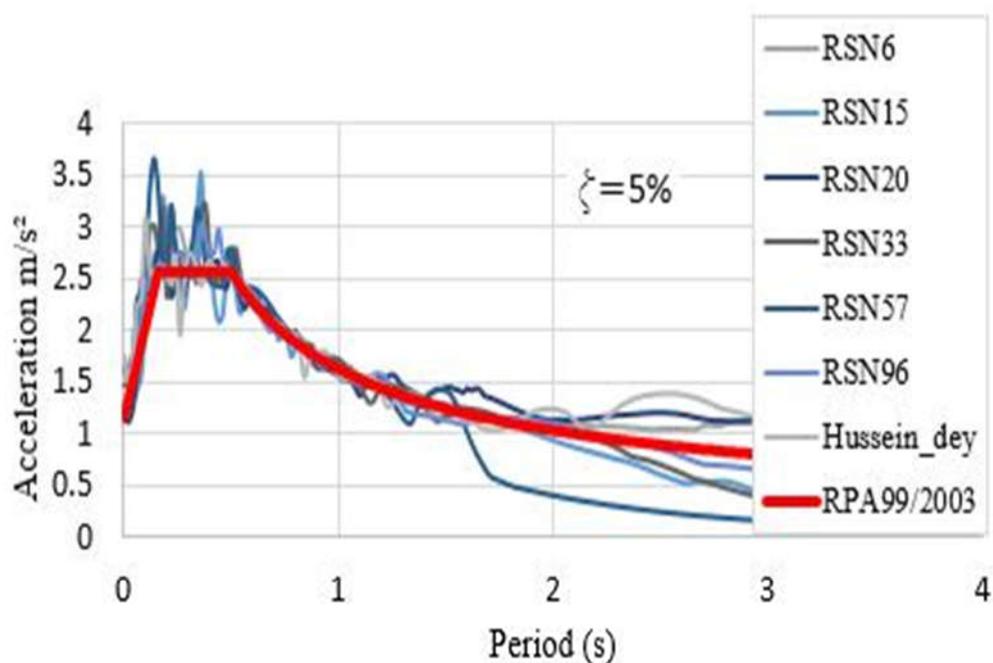


Figure 5.18 : Spectres de réponses sélectionnées compatibles avec le spectre de calcul RPA99/2003.

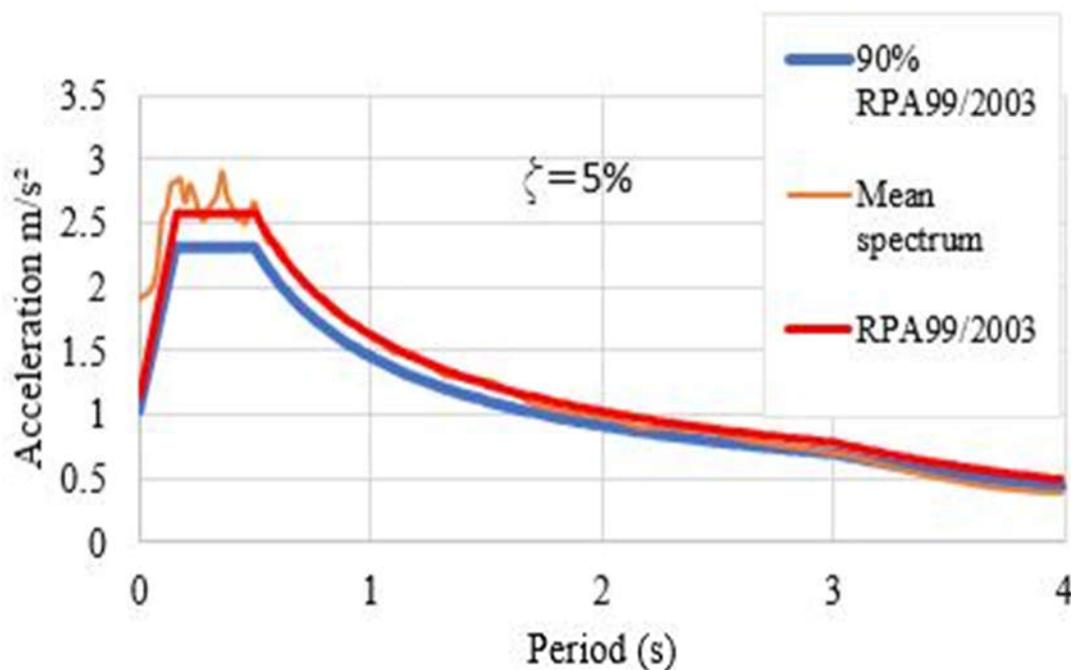


Figure 5.19 : Comparaison du spectre moyen avec 90% du spectre de calcul RPA99/2003

Dans le cadre de cette étude, l'effet des panneaux de maçonnerie sur le comportement structural est étudié en comparant les réponses sismiques des structures avec et sans modélisation des murs de remplissage en maçonnerie. Les déplacements maximaux et les déformations inter-étages, en utilisant la méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA), sont calculés pour évaluer le comportement inélastique des bâtiments.

5.6.2 Réponses structurales en déplacement

Comme on peut le déduire de la Figure 5.20, l'effet d'inertie de maçonnerie conduit à réduire les déplacements de l'étage par rapport à celui où les portiques sont sans remplissage. De plus, la résistance maximale de la structure avec murs de remplissage est environ 1,5 fois plus élevée que celle sans murs de remplissage. Cependant, pour la structure modélisée avec des panneaux de maçonnerie de remplissage, la capacité dans la direction Y est inférieure à celle dans X. Ceci est dû à l'effet d'irrégularité causé par l'absence de remplissages sur le côté façade, axe C (voir Figure 5.4).

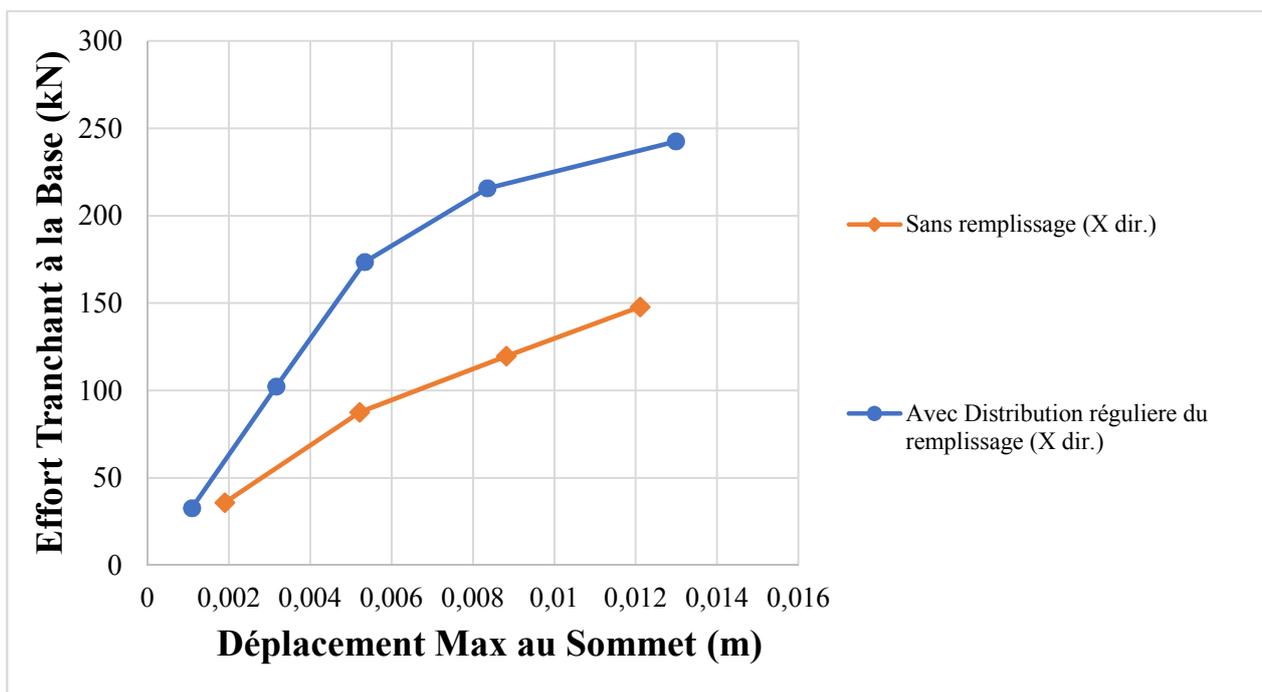


Figure 5.20a : Courbes de capacité, pour la direction X

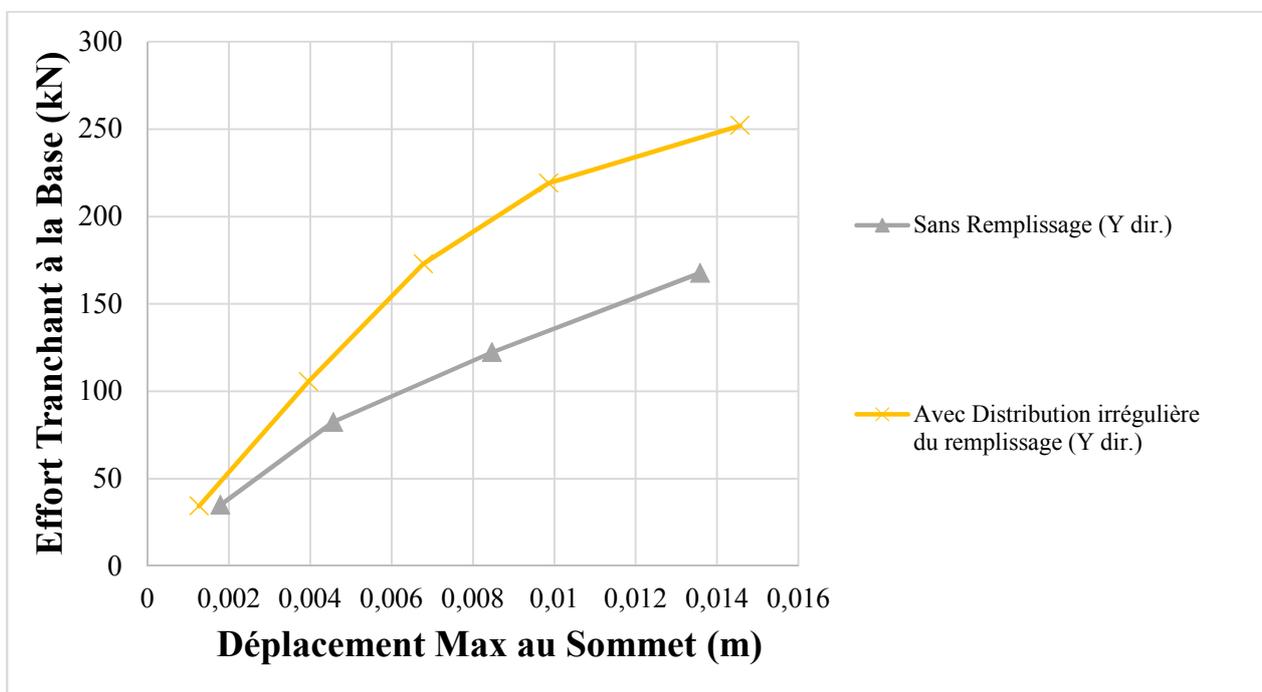


Figure 5.20b : Courbes de capacité, pour la direction Y

5.6.3 Réponses structurales en déformation inter-étages

En comparant les valeurs moyennes des déformations maximales inter-étages, on peut constater à partir des Figures 15-22 que les valeurs concernant des structures avec remplissage de maçonnerie, dans la direction X, sont significativement inférieures à celles sans remplissage. Cela est attribuable à la rigidité latérale beaucoup plus élevée due aux murs de remplissage. Cependant, l'absence de remplissages dans la direction Y du bâtiment (du côté flexible) augmente significativement la déformation inter-étages au nœud C3up par rapport à celle du nœud C1up (voir Figures. 21 et 22). En d'autres termes, le bâtiment réel subira donc une torsion lors d'un séisme, en raison de la distribution non uniforme des panneaux de maçonnerie.

- Structures sans remplissage

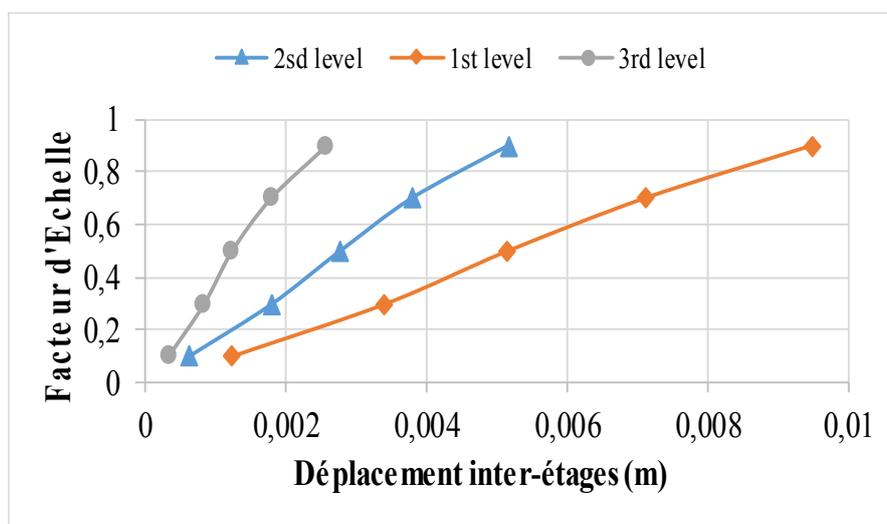


Figure 5.21 : Déformation inter-étages (X direction), nœud C1up

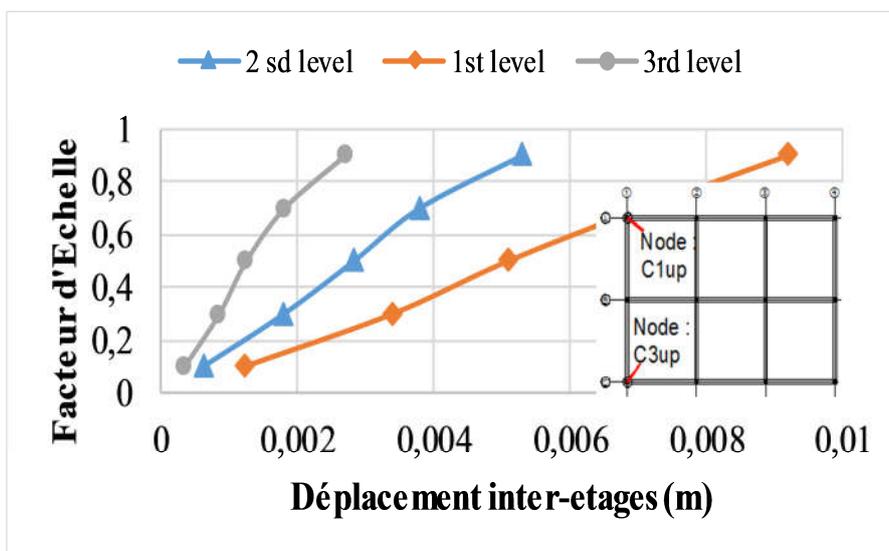


Figure 5.22 : Déformation inter-étages (X direction), nœud C3up

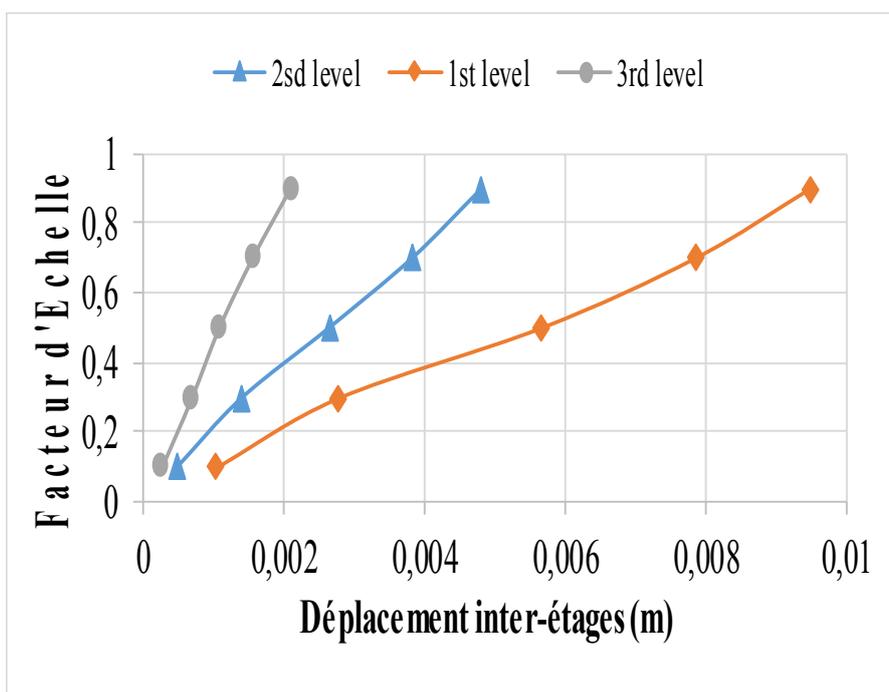


Figure 5.23 : Déformation inter-étages (Y direction), nœud C1up

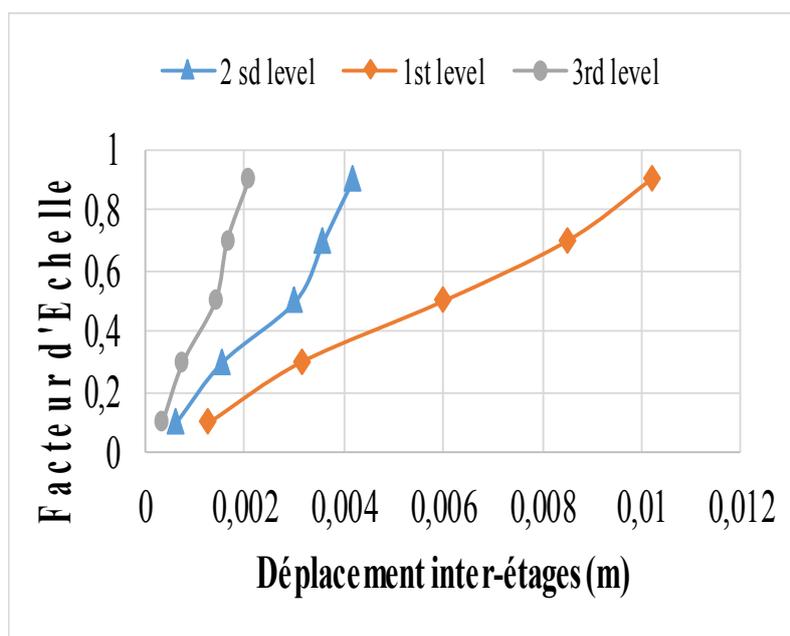


Figure 5.24 : Déformation inter-étages (Y direction), nœud C3up

- Structures avec remplissage

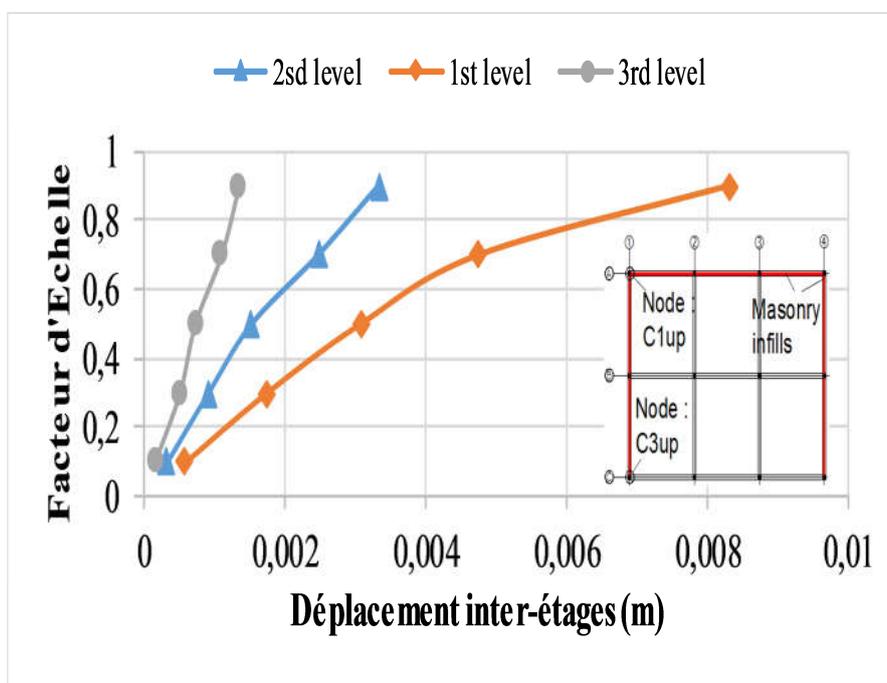


Figure 5.25 : Déformation inter-étages (X direction), nœud C1up

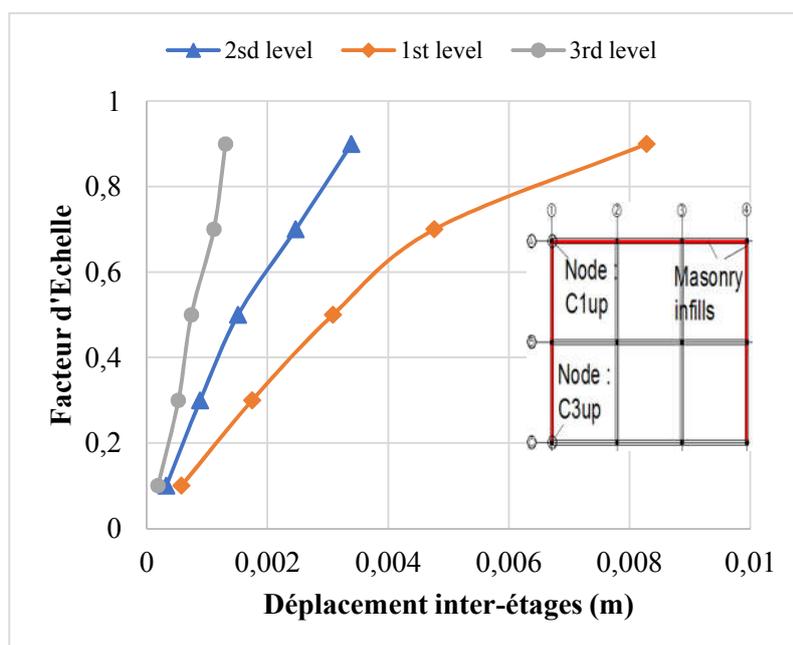


Figure 5.26 : Déformation inter-étages (X direction), nœud C3up

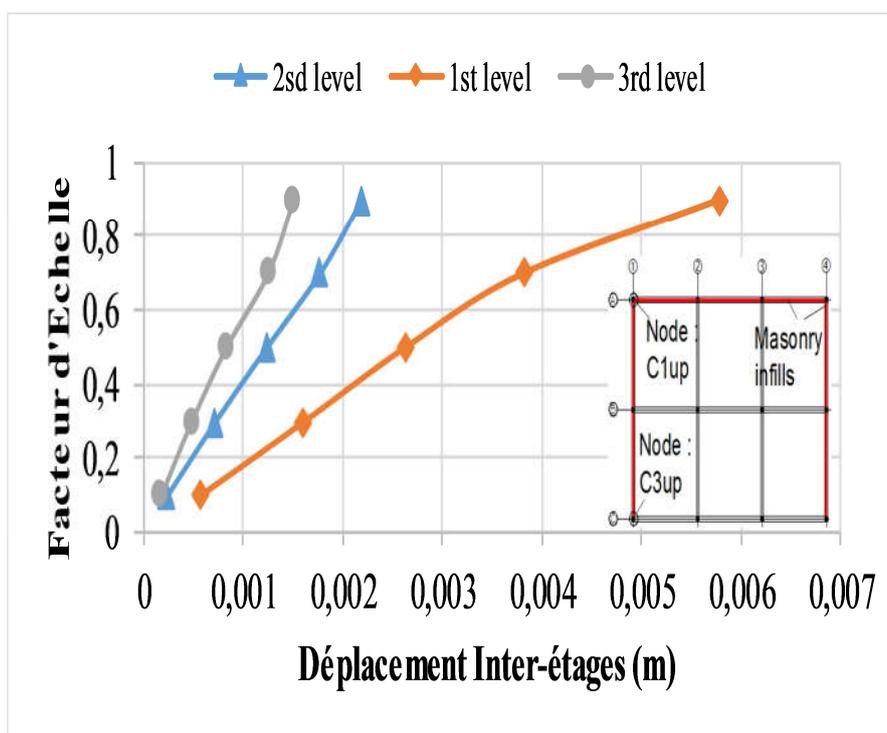


Figure 5.27 : Déformation inter-étages (Y direction), nœud C1up

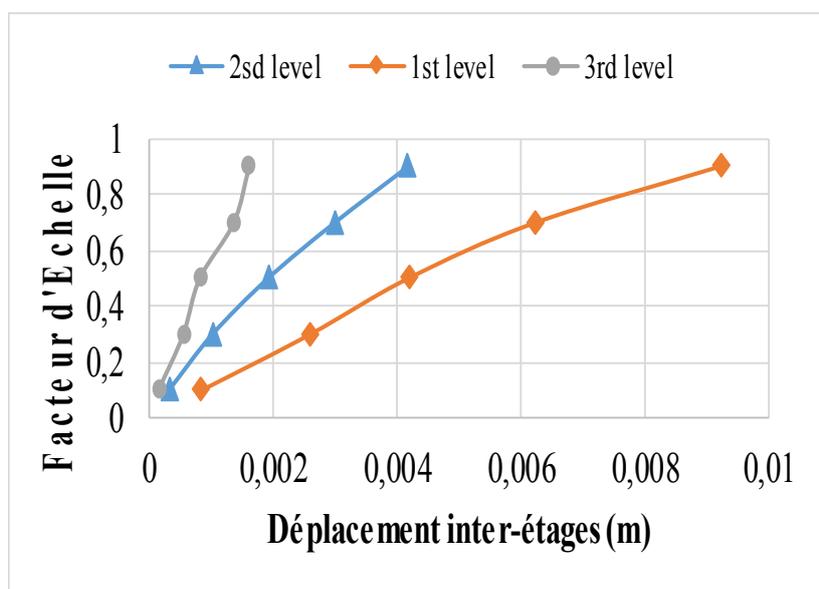


Figure 5.28 : Déformation inter-étages (Y direction), nœud C3up

5.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'effet du couplage de torsion et de l'étage souple au premier niveau sur la réponse sismique des structures en béton armé a été étudié, par le biais d'analyse dynamique non-linéaire. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit :

L'augmentation de la hauteur du premier niveau, par exemple, de 2.4 ou 3.4 fois du modèle de référence (sans excentricité structurale), provoque une amplification du déplacement au premier niveau dépassant les 200% et 300%, respectivement. De façon similaire, La réponse en déplacement dans tous les modèles étudiés augmente proportionnellement avec l'augmentation de l'excentricité structurale. Cette dernière peut générer une amplification du déplacement dépassant les 11% et 40% pour des excentricités structurales de 20% et 30% de la dimension perpendiculaire en plan de la structure, respectivement.

Les amplifications de déplacement et de déformation inter-étages des structures irrégulières par rapport à celles régulières et symétriques sont plus sensibles à l'effet du couplage du saut de rigidité et de l'augmentation de l'excentricité structurale. Par exemple, l'amplification de déplacement maximale peut atteindre 400% pour le modèle ayant un ratio

de rigidités de 3.4 et une excentricité structurale de 35% de la dimension perpendiculaire en plan de la structure.

La distribution asymétrique des murs de remplissage en plan peut modifier les niveaux de performance des bâtiments sous l'effet de forts séismes : les membres du côté flexible (avec moins de remplissages) sont soumis à des demandes de déformation plus importantes.

Les conclusions ci-dessus se limitent à des ossatures en béton assez renforcées (classe spéciale de bâtiments à plusieurs étages) et font l'objet d'études plus approfondies.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

CONCLUSIONS

Dans cette étude, le couplage des effets de torsion et du mécanisme de l'étage souple sur la réponse sismique des structures en béton armé a été étudié. Les principales conclusions peuvent être résumées comme suit :

La réponse en déplacement dans tous les modèles étudiés augmente proportionnellement avec l'augmentation de la hauteur du premier niveau. L'augmentation de la hauteur du premier niveau, par exemple, de 2.4 ou 3.4 fois du modèle de référence (sans excentricité structurale), provoque une amplification du déplacement au premier niveau dépassant les 200% et 300%, respectivement. De façon similaire, La réponse en déplacement dans tous les modèles étudiés augmente proportionnellement avec l'augmentation de l'excentricité structurale. Cette dernière peut générer une amplification du déplacement dépassant les 11% et 40% pour des excentricités structurales de 20% et 30% de la dimension perpendiculaire en plan de la structure, respectivement.

Pour les structures régulières et symétriques (c'est-à-dire sans excentricité structurale), d'une manière générale, l'amplification, en l'occurrence, est notable pour les ratios de rigidités supérieurs à 1.6. Elle peut atteindre une valeur dépassant 260% pour un ratio de rigidité égal à 3.4.

Pour les structures irrégulières, les amplifications de déplacement et de déformation inter-étages sont plus sensibles (par rapport à celles des structures régulières et symétriques) au couplage des effets des différents rapports de raideur et excentricités structurales. En effet, avec l'augmentation du rapport de rigidité et l'augmentation de l'excentricité structurale, les amplifications des déplacements et des déformations inter-étages augmentent substantiellement. En l'occurrence, l'amplification de déplacement maximale peut atteindre 400% pour le modèle ayant un ratio de rigidités de 3.4 et une excentricité structurale de 35% de la dimension perpendiculaire en plan de la structure.

La distribution asymétrique des remplissages en maçonnerie, en plan, modifie les niveaux de performance des bâtiments sous l'effet de fortes secousses sismiques : les éléments structuraux du côté flexible de la structure (c'est-à-dire avec moins de remplissages) sont soumis à demandes de déformation plus importantes et se détériorent en premier.

Somme toute, l'attention est attirée sur le fait que l'irrégularité structurelle est souvent le résultat d'une combinaison d'irrégularité en plan et en élévation. Alors, la combinaison des deux types d'irrégularités devrait être prise en considération pour le développement de méthodes d'analyse simplifiées et procédures de codes sismiques.

Les conclusions ci-dessus sont limitées aux structures à portiques en béton armé (classe spéciale de bâtiments à plusieurs étages) et nécessitent d'autres investigations pour confirmation.

PERSPECTIVES

- Des études paramétriques supplémentaires peuvent être menées utilisant différents types de structures (avec voiles, mixtes, en charpente métallique, etc.) et de mouvements sismiques, types de sol et, finalement, différentes configurations géométriques (en L, en U, etc...).
- Evidemment, les méthodes expérimentales, qui impliquent des excitations sismiques en temps réel, par exemple le test de la table à secousses, sont très utiles pour examiner la réponse des structures en béton armé avec des irrégularités verticales et / ou horizontales.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

-A-

Arlekar J.N., Jain S.K., Murty C.V.R.,1997. “Seismic zone response of RC framed building with soft first story”. Proceedings of CBRI, 1997, New Delhi.

ASCE 7-05. (2005), Minimum design loads for buildings and other structures.

-B-

Bachmann H., 2002, Conception parasismique des bâtiments – Principe de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités, Directives de l’OFEQ, 81p.

Balandier P., 2011, LE SEISME ET LES BATIMENTS, Document d’information à l’usage du constructeur - VOLUME 3, 2011.

Bashir Asim, Yousuf Saqib, Reshi Owais, Bhat Javed and Sheikh J Iqbal, Farooq Sahil, 2014, Effect of soft story on the seismic behavior multi-story buildings-an experimental study, International Journal of Advanced Technology in Engineering and Science, V No.02 (08).

Brodsky A.,and Yankelevsky D.Z., 2017, “Resistance of reinforced concrete frames with masonry infill walls to in-plane gravity loading due to loss of a supporting column”, Eng. Struct. 140, 134–150. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.061>.

-C-

CBA-93, 1994, Code de béton algérien 1993. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.

Chandler, AM., Correnza, JC., Hutchinson, GL., 1994, Period-dependent effects in seismic torsional response of code systems. Journal of Structural Engineering (ASCE) 120:12, 3418-3434.

Chopra A., 2001, “Dynamics of Structures, 2nd Ed. Prentice Hall, 2001.

CSI Manual (Computer and Structure Inc) Etabs, 2016, *Analysis manual: Inelastic Time History Analysis, 2016*

CSI Manual (Computer and Structure Inc) SAP2000 V14.1, *Analysis manual: Inelastic Time History Analysis, 2009, 45 p.*

-D-

De La Llera, JC., Chopra, AK., 1994, Accidental torsion in buildings due to stiffness uncertainty. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23 :2, 117-136

De-La-Colina, J., 1999, Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analyses. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28:7, 691-706.

Djafer henni Imane., 2012, Etude du comportement non linéaire des structures en béton armé sous enregistrements sismiques locaux en Algérie, Mémoire de magister, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie.

Dohare Devendra, Savita Maru., 2014, " Seismic Behavior of soft Story Building: A Critical Review" International Journal of Engineering Research and General Science Volume 2, Issue 6, 2014.

Duan, XN., Chandler, AM., 1997, An optimized procedure for seismic design of torsionally unbalanced structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 26:7, 737-757.

Dyaa, A.F.C., Oretaa, A.W.C., 2015, “Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis”, *Procedia Eng.*, 125, 925-932.

-E-

EC8, ENV 1998-1, Eurocode 8., 1998, "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments". Comité Européen de normalisation.

Elms, D.G., 1976, seismic torsional effects on buildings, *BULLETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING*, VOL.9, N° 1, MARCH 1976.

Etabs, 2016, INTEGRATED ANALYSIS, DESIGN AND DRAFTING OF BUILDING SYSTEMS, Computers and Structures, Inc. CALIFORNIA, USA.

Eurocode 2, 2004, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004. 225 p

-F-

Fajfar Peter, M. EERI., 2000, *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake spectra. Vol16. N03. PP, 573-592.

FEMA 310, 1999, Federal Emergency Management Agency, *Seismic Evaluation Handbook*, 1999.

-G-

Ghalimath.A.G, Hatti M.A., 2015, ANALYTICAL REVIEW OF SOFT STOREY, *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, Volume: 02 Issue: 06, Sep-2015 www.irjet.net

Goel, RK., Chopra, AK., 1993, Seismic code analysis of buildings without locating centers of rigidity. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 119:10, 3039-3055.

Götz A., 2003, MITIGATION DES SEISMES- Tremblements de terre – un danger naturel sous-estimé, Office fédéral des eaux et de la géologie OFEG, 2003.

Guevara-Perez L.T., 2012, “Soft Story” and “Weak Story” in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach, proceedings of the fifteenth world conference on earthquake engineering (15WCEE), LISBON, PORTUGAL.

-H-

Halde V.V., Deshmukh A.H., 2015, Review on behavior of soft story in building, *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, Volume: 02 Issue: 08 | Nov-2015 www.irjet.net

Harasimowicz, AP., Goel, RK., 1998, Seismic code analysis of multi-story asymmetric buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27:2, 173-185.

Hirde Suchita, Tepugade Ganga., 2014, " Seismic Performance of Multistory Building with Soft Story at Different Level with RC Shear Wall" *International Journal of Current Engineering and Technology*, Vol.4, No.3 (June 2014)

Humar, JL., Kumar, P., 1998, Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response. *Canadian Journal of Civil Engineering* 25:5, 898-916.

-I-

Iqbal S., 2013, Seismic Evaluation of an Existing Building Using Performance Based Design, 6th International civil engineering congress (ICEC 2013), Pakistan

IS 1893 (Part I), 2002, 6th Edition, Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures; Bureau of Indian Standards, New Delhi, India.

-K-

Kan, CL., Chopra, AK., 1981, Torsional coupling and earthquake response of simple elastic and inelastic systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 107:8, 1569-1588.

Kaushik, H.B., Rai, D. C., Jain, S. K., 2009, “Effectiveness of Some Strengthening Options for Masonry-Infilled RC Frames with Open First Story”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, ISSN: 0733-9445, Vol 135, No 8, pp 925-937.

Kirac N., Mizam Dogan, Hakan Ozbasaran., 2011, Failure of weak-story during earthquakes, *Engineering Failure Analysis*, Volume 18, Issue 2, March 2011, Pages 572-581.
<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2010.09.021>

-M-

Maaze, Md.R., Dyavanal, S.S., 2013, “Seismic evaluation of multistory building with soft story”. *International Journal of Research in Engineering and Technology*; eISSN: 2319-1163; pp 459-464

Manabu Yoshimura, 1999, "Control of Seismic Drift Demand for Reinforced Concrete Buildings with Weak First Stories" Department of Architecture, Tokyo Metropolitan University, Minamiosawa 1-1, Hachioji, Tokyo, 192-03, Japan.

Marusic, D., Fajfar, P., 2005, On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34:8, 943-963.

Mishra M.P., Dubey S. K., 2015, Seismic Drift control in soft storied RCC buildings: A Critical Review, *International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR)*, Volume-3, Issue-8.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988), “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *J. Struct. Eng. (ASCE)*, 1804-1826.

-N-

Newmark, N. M., 1959, “*A Method of Computation for Structural Dynamics*,” *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*. Vol. 85 No. EM3.

NTCS-04., 2004, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal (Mexicain)*, October 2004.

-O-

Özhendekci N., Polat Z., 2008, Torsional irregularity of buildings, 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

Ozmen, G., Pala, S., Gulay, G., Orakdiken, E., 1998, Effect of structural irregularities to earthquake analysis of multi-story structures. 1 TR 027-28, TDV.

Öztürk T., Öztürk Z., Öztürk O., 2015, Seismic behavior analysis of multi-story reinforced concrete buildings having torsional irregularity, *Challenge Journal of Structural Mechanics*, 1 (1), (2015), pp. 32–37.

-P-

Paulay, T., 1998, Torsional mechanism in ductile building systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27:10, 1101-1121.

PEER, 2005, Strong Motion Database. Available from: <http://peer.berkeley.edu/nga>

-R-

RPA-99/VERSION 2003, 2003, “Règles parasismiques Algériennes 1999”. Document technique réglementaire DTR-BC 248 – Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 117p.

-S-

Saatcioglu, M., Humar, J. Donald L. Anderson., 2003, “Dynamic analysis of buildings for earthquake resistant design,” Can. J. Civ. Eng. 30: 338–359 (2003).

Sambar P.V., Kewate S.P., 2017, Evaluation of seismic response of a building with soft story, International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 8, Issue 3, March-2017, pp. 300-306.

Searer G.R.; Valancius J., Cobeen K.E., 2012, Soft/Weak Story Problems and Solutions for Residential Structures, American Society of Civil Engineers (ASCE), 2012, [https://doi.org/10.1061/41084\(364\)34](https://doi.org/10.1061/41084(364)34).

Seghir A., 2007, Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques » Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia. Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction.

SeismoSoft, 2014, Seismostruct v7.0 – a computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from <http://www.seismosoftware.com>.

Setia, S., Sharma, V., 2012, “Seismic Response of R.C.C Building with Soft storey”. International Journal of Applied Engineering Research, ISSN :0973-4562, Vol. 7, Issue no. 11.

Sinkovic, K., Perus, I., Fajfar, P., 2016, “Seismic Assessment of RC Frame Buildings”, Seismic Behavior and Design of Irregular and Complex Structures, Springer, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Dordrecht.

Stathopoulos, KG., Anagnostopoulos, SA., 2005, Inelastic torsion of multistorey buildings under earthquake excitations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 34:12, 1449-1465.

-T-

Tena-Colunga A., 2010, Review of the Soft First Story Irregularity Condition of Buildings for Seismic Design, The Open Civil Engineering Journal, 2010, 4, 1-15.

Tomomi S., Yoshiaki N., Polat G., Ho C., Yasushi S., Kazuto M., Baris B., Devjyoti P., (2017), “Experimental evaluation of the in-plane behavior of masonry wall infilled RC frames”, Bull Earthquake Eng. DOI 10.1007/s10518-017-0139-1.

Tsai, K.C., Weng, Y. (2001), “Computing story drift demands for RC building structures during the 1999 Chi-Chi Taiwan earthquake”, The Third U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Seattle, Washington

Tso, WK., Dempsey, KM., 1980, Seismic torsional provisions for dynamic eccentricity. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 8:3, 275-289.

TEC, 2007, Turkish Earthquake Code, Specifications for Buildings to be Built in Seismic Areas, Ministry of Public Works and Settlement, Ankara, Turkey, 161p.

-V-

Vamvatsikos D., Cornell C.A., 2002, *Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol, 31, No. 3, pp. 491-514*

Ventura C.E., 2006, Seismic Design of Multistory Concrete Structures. Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Short Course for CSCE Calgary, Annual Conference, 2006.

Verderame G.M., De Luca F., Ricci P., Manfredi G., 2010, Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* (2010), DOI: 10.1002/eqe.1069

Vijayanarayanan A. R., Goswami R, Murty C.V.R., 2012, Special Class of Open Ground Storey RC Buildings built in India UNSAFE during Earthquakes, Technical Report • January 2012, DOI: 10.13140/RG.2.1.1480.0400

-W-

Wakchaure M.R, Ped S. P., 2012, "Earthquake Analysis of High-Rise Building with and Without In filled Walls" *International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT) Volume 2, Issue 2, August 2012*

Wilson, E. L., 2002, Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering. Computers and Structures. Inc. Berkeley, California, USA, 2002.

-Z-

Zacek M.,2003, Conception parasismique, niveau avant-projet, collection, 2003, 96p.

-SITES WEB-

http://www.yapistatigi.itu.edu.tr/studies_researches/A1E.pdf (2 A1E.PDF)

https://en.wikipedia.org/wiki/Soft_story_building

<https://india.oup.com/productPage/5591038/7421214/9780199460915> (SEISMIC-RESISTANT DESIGN)

Kumar M., CE 421, Term Paper on "Soft Story", [.manishkumar.org/research/Docs/SoftStory.pdf](http://manishkumar.org/research/Docs/SoftStory.pdf).