

République Algérienne Démocratique et Populaire
UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF
FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option: Structures et Géotechnique

Par :

SEBAI Khalifa

Ingénieur d'Etat en Génie Civil (UHB – Chlef)

Sujet du mémoire

**QUANTIFICATION DE LA DUCTILITE DES
CONSTRUCTIONS AUTOS-TABLES EN BETON
ARME DIMENSIONNEES SELON LE REGLEMENT
PARASISMIQUE ALGERIEN RPA 99/V-2003**

Soutenu publiquement le : 08/03/2012 devant le jury composé de :

M ^r ARAB Ahmed	Maître de Conférences "A" (UHB – Chlef)	Président
M ^r KASSOUL Amar	Maître de Conférences "A" (UHB – Chlef)	Rapporteur
M ^r EZZIANE Karim	Maître de Conférences "A" (UHB – Chlef)	Examineur
M ^r OUAZIR Abderrahmane	Maître de Conférences "B" (UAB – Mostaganem)	Examineur
M ^r BOULEKBACHE Bensaid	Maître de Conférences "B" (UHB – Chlef)	Examineur

Remerciements

*Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu **ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux** qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.*

*Je remercie **mes très chers parents** pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offerts tout au long de mes études.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Directeur de mémoire **Dr A. KASSOUL** Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef pour son dévouement, ses conseils et son soutien tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je tiens à remercier monsieur **A. ARAB**, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté de présider ce jury, ainsi que monsieur*

***K. EZZIANE**, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, et monsieur **A. OUAZIR**, Maître de Conférences à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, et monsieur **B. BOULEKBACHE**, Maître de conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

Mes pensées vont à tous les enseignants qui ont participé à ma formation, en graduation et en post-graduation.

Finalement, un grand merci à tous ceux et toutes celles qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu de près ou de loin.

Résumé

L'analyse pathologique des constructions endommagées durant les séismes récents en Algérie a montré un manque significatif dans le comportement sismique de ces bâtiments. En conséquence, l'étude du comportement sismique des constructions similaires s'avère toujours nécessaire afin de mettre en évidence leurs performances sismiques. La ductilité est l'un des indicateurs précieux pour l'étude de cette performance dans le domaine post élastique. L'objectif de ce mémoire, tente de quantifier la ductilité de quelques structures auto stables en béton armé dimensionnées selon les règles parasismiques algériennes RPA99/v2003. D'abord, on a décrit quelques notions fondamentales qui influent le comportement dynamique des structures en béton armé, l'aspect qualitatif de la ductilité et des notions sur la réponse dynamique des structures, ainsi que l'évolution de la théorie du concept de la force sismique et quelques notions sur le coefficient de comportement. Ensuite, on a développé les méthodes d'évaluation des facteurs de ductilité globale de la structure et locale des éléments linéaire en béton armé. Puis, on a exposé le critère de ductilité locale suggéré par l'Euro code 8. Ensuite, quatre structures ont été conçues et dimensionnées selon le code RPA99/v2003, afin de quantifier et d'analyser le critère de la ductilité. Dans ce contexte, on a déterminé le facteur de la ductilité globale de chaque structure et le facteur de ductilité en courbure disponible des éléments. Les résultats obtenus montrent que ces quatre structures peuvent préserver facilement une ductilité de classe moyenne. Par ailleurs, pour atteindre des ductilités très élevées ces structures demandent une amélioration assez particulière.

Mots clés : Ductilité, structures auto stables, critère, béton arme, comportement, séisme, Push-over, spectre, RPA99/v2003, Eurocode 8

Abstract

The pathological analysis of buildings damaged during the recent earthquakes in Algeria has shown a lack meaning in the seismic behavior of buildings. Consequently, the study of seismic behavior of similar constructs is still necessary to highlight their seismic performance. Ductility is one of the important indicators for the study of this performance in the post elastic. The objective of this thesis, attempts to quantify the ductility of some self stable structures in reinforced concrete dimensioned according to the Algerian seismic regulations RPA99/v2003. First, we describe some basic concepts that affect the dynamic behavior of reinforced concrete structures, the qualitative aspect of the ductility and concepts on the dynamic response of structures, and the evolution of the theory of the concept of seismic force and some notions about the behavior factor. Then, we developed methods for assessing global ductility factors of the structure and local linear elements in reinforced concrete. Then, we have described the local ductility criterion suggested by the Euro code 8. Then, five structures have been designed and sized according to the code RPA99/v2003 to quantify and analyze the criterion of ductility. In this context, we determined the overall ductility factor of each structure and the curvature ductility factor available items. The results show that these five structures can easily maintain a middle class of ductility. Moreover, to achieve very high ductilities these structures require improvement rather special.

Keywords: Ductility, structures, criterion, reinforced concrete, behavior, earthquake, Push-over, spectrum, RPA99/v2003, Eurocode 8

وقد أظهرت التحليلات المرضية من المباني التي تضررت خلال الزلزال الأخير في الجزائر انه هنالك نقص في سلوك المباني. وبالتالي فإن دراسة السلوك الزلزالي لبنيات مماثلة لا تزال هناك حاجة لتسليط الضوء على أدائها من الناحية الزلزالية. إذ أن المطالية هي واحدة من أهم المؤشرات لدراسة هذا الأداء في مرونة آخر. والهدف من هذه الأطروحة، محاولات تكييف المطالية في بعض الهياكل الخرسانة المسلحة وفقا للكود الجزائري للزلزال RPA99/v2003. أولاً، نحن بدأنا بوصف بعض المفاهيم الأساسية التي تؤثر في السلوك الديناميكي من المنشآت الخرسانية المسلحة، والجانب النوعي من المطالية والمفاهيم على الاستجابة الديناميكية للهياكل، وتطور النظرية لمفهوم القوة الزلزالية وبعض المفاهيم حول عامل السلوك. ثم، قمنا بتطوير أساليب تكييف معامل المطالية المحلية في العناصر الخطية ثم تكييف معامل المطالية الكلي في الهياكل الخرسانة المسلحة. من بعد وصف معيار المطالية المحلية التي اقترحها الكود الأوربي 8. لتكييف معامل المطالية قمنا بتصميم أربعة مبان وفقاً للكود الجزائري للزلزال RPA99/v2003 في هذا السياق، نقوم على تكييف معامل المطالية الكلي لكل هيكل و تكييف معامل المطالية المحلي المتاح في العناصر. فقد بينت النتائج أن هذه الهياكل الاربعة من الحفاظ على مستوى متوسط من المطالية. وعلاوة على ذلك، من أجل تحقيق درجة مطالية عالية جدا في هذه الهياكل تحتاج إلى تحسين خاص إلى حد ما.

الكلمات الرئيسية : الليونة هياكل ، المعيار، السلوك ، زلزال ، الدفع الزائد، الكود الجزائري RPA99/v2003 الطيف ،

الكود الأوربي 8

TABLE DES MATIERES

Remerciements	I
Résumé	II
Table des matières.....	IV
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux.....	XI
Liste des symboles.....	XII

INTRODUCTION GENERAL	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE 1 :

CONCEPT DE LA DUCTILITE DANS LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME

1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2. DIFFERENT SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS DES STRUCTURES..	3
1.2.1. Contreventement par portique auto stable.....	3
1.2.2. Contreventement en voiles porteurs.....	4
1.2.3. Contreventement mixte (voiles + portiques).....	5
1.3. COMPORTEMENT SISMIQUE DES TRUCTURES.....	5
1.3.1. Comportement élastique.....	5
1.3.2. Comportement ductile.....	6
1.4. PROPRIETES DYNAMIQUE DES STRUCTURES	6
1.4.1. Rigidité.	6
1.4.2. Résistance.....	7
1.4.3. Ductilité.....	8

1.5. ASPECTS QUALITATIFS DE LA	8
1.5.1. Facteur de ductilité.....	8
1.5.2. Déformabilité – ductilité – fragilité	9
1.5.2. Différent types de la ductilité.....	11
1.5.3. Ductilité disponible – ductilité requise.....	14
<i>1.5.3.1. Ductilité disponible (locale).....</i>	<i>14</i>
<i>1.5.3.2. Ductilité requise (globale).....</i>	<i>15</i>
1.5.4. Relation entre les différentes ductilités.....	16
1.7. CONCLUSION.....	17

CHAPITRE 2 :

PRISE EN COMPTE DE LA DUCTILITE DANS LA CONCEPTION ET LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES

2.1. INTRODUCTION.....	18
2.2. EVOLUTION DE LA THEORIE DU CONCEPT DE LA FORCE SISMIQUE	18
2.2.1. Premier développement	18
2.2.2. Principes de la conception moderne.....	20
2.2.3. Concept de contrôle de la réponse.....	20
<i>i- Systèmes passifs</i>	<i>21</i>
<i>ii- Systèmes actifs</i>	<i>21</i>
<i>iii. Systèmes hybrides</i>	<i>21</i>
2.4. REPONSE DES STRUCTURES SUJETTES AUX SEISMES.....	21
2.4.1. Réponse élastique des structures aux séismes.....	21
2.4.1.1. <i>Excitation sismique.....</i>	<i>21</i>
2.4.1.2. <i>Equation du mouvement</i>	<i>22</i>
2.4.2. Réponse inélastique des structures aux séismes.....	22
2.4.2.1. <i>Analyse chronologique non linéaire.....</i>	<i>23</i>
2.4.2.2. <i>Analyse statique non linéaire en poussée progressive.....</i>	<i>23</i>
2.4.2.3. <i>Analyse dynamique linéaire.....</i>	<i>24</i>
2.4.3. Détermination des spectres de réponses	24
2.4.3.1. <i>Spectre de réponse élastique</i>	<i>24</i>
2.4.3.2. <i>Spectre de réponse inélastique</i>	<i>25</i>
2.3. NIVEAUX DE LA DUCTILITE.....	27
2.3.1. Réponse élastique.....	27
2.3. 2. Réponse ductile.....	28
2.3.2.1. <i>Structure entièrement ductile.....</i>	<i>28</i>
2.3.2.2. <i>Structures avec une ductilité limitée.....</i>	<i>28</i>

2.5. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES	28
2.5.1. Notions sur le coefficient de comportement	28
2.5.2. Paramètres influant sur le coefficient de comportement	29
2.5.2.1. <i>Ductilité.....</i>	29
2.5.2.2. <i>Période propre.....</i>	29
2.5.2.3. <i>Amortissement.....</i>	29
2.5.2.4. <i>Type de sol</i>	30
2.5.3. Expression du coefficient de comportement.....	30
2.5.4. Coefficient de comportement dans les règles parasismiques.....	31
2.5.4.1. <i>Eurocode 8.....</i>	31
2.5.4.2. <i>Coefficient de comportement dans le règlement parasismique algérien.....</i>	32
2.6. CONCLUSION.....	32

CHAPITRE 3 :

DEMARCHES D'ESTIMATION DE LA DUCTILITE GLOBALE DES STRUCTURES

3.1. INTRODUCTION.....	31
3.2. DEFINITION DE L'ANALYSE PUSHOVER	31
3.3. BUT DE L'ANALYSE PUSHOVER.....	33
3.4. DEVELOPPEMENT ET FORMULATION DE L'ANALYSE PUSHOVER....	34
3.5. DEPLACEMENT CIBLE - DUCTILITE GLOBALE.....	37
3.6. CONCLUSION.....	38

CHAPITRE 4 :
METHODES D'EVALUATION DE LA DUCTILITE
LOCALE DES STRUCTURES EN B.A.

4.1. INTRODUCTION	39
4.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX	39
4.2.1. Béton	39
4.2.2. Acier	41
4.3. METHODE D'EVALUATION DU FACTEUR DE DUCTILITE EN	
COURBURE	42
4.3.1. Courbure à la fin de la phase élastique	42
4.3.2. Courbure à l'état limite ultime	44
4.3.2.1. Rupture par écrasement du béton.....	45
4.3.2.2. Rupture par plastification des armatures tendues	47
4.3.3. Facteur de ductilité conventionnelle en courbure	48
4.3.4. Etapes d'évaluation du facteur de ductilité en courbure	49
4.4. CRITERE DE DUCTILITE LOCALE.....	50
4.5. CONCLUSION.....	51

CHAPITRE 5 :
QUANTIFICATION ET ANALYSE DU CRITERE DE LA DUCTILITE
DES STRUCTURES AUTOSTABLES

5.1. INTRODUCTION	52
5.2. IDENTIFICATION DES STRUCTURES.....	52
5.2.1. La structure BN1.....	52
5.2.2. La structure BN3.....	53
5.2.3. La structure BN5.....	54
5.2.4. La structure BN7	56

5.3. CRITERE DE LA RESISTANCE ET LA SECURITE DES STRUCTURES IDENTIFIEES.....	58
5.3.1. Période de la structure.....	58
5.3.2. Effort tranchant à la base	59
5.3.3. Déformabilité de la structure	60
5.4. QUANTIFICATION DES FACTEURS DE DUCTILITES GLOBALES	62
5.4.1. La structure BN1.....	62
5.4.2. La structure BN3	64
5.4.3. La structure BN5.....	65
5.4.4. La structure BN7	66
5.5. EVALUATION DES FACTEURS DE DUCTILITES LOCALES	66
5.5.1. La structure BN1.....	67
5.5.2. La structure BN3.....	68
5.5.3. La structure BN5.....	70
5.5.4. La structure BN7.....	72
5.6. ANALYSE DU CRITERE DE LA DUCTILITE LOCALE.....	73
5.6.1. La structure BN3.....	74
5.6.2. La structure BN5.....	75
5.6.3. La structure BN7.....	76
5.7. ANALYSE DU CRITERE DE LA DUCTILITE GLOBALE	79
5.8. CONCLUSION.....	82
CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMENDATION.....	84
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	86
ANNEX 1	
ANNEX 2	

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1.1 : Ossature contreventée par portique auto stable</i>	2
<i>Figure 1.2 : Ossature contreventée par voiles en béton armé</i>	3
<i>Figure 1.3: Relation charge – déplacement pour un élément en béton armé</i>	5
<i>Figure 1.4 : ductilité - facteur de ductilité</i>	7
<i>Figure 1.5 : Déformabilité- ductilité - facteur de ductilité.....</i>	8
<i>Figure1.6 : Comportement « ductile et la fragile »</i>	8
<i>Figure 1.7 : ductilité et fragilité.....</i>	9
<i>Figure 1.8 : Relation entre les niveaux de ductilité.....</i>	14
<i>Figure 2.1 : Schéma d'un système à un seul degré de liberté.....</i>	20
<i>Figure 2.2 : Loi de comportement F-u non linéaire</i>	21
<i>Figure 2.3 : Spectre de réponse en accélérations pour le séisme de Kobé 1995.....</i>	23
<i>Figure 2.4 : Spectre de réponse en déplacements pour le séisme de Kobé 1995.....</i>	23
<i>Figure. 2.5 : Les paramètres les plus significatifs d'un système élasto plastique parfait</i>	24
<i>Figure 2.6 : Spectres de réponse en accélération pour un système parfaitement elasto- plastique en fonction de la demande de ductilité</i>	24
<i>Figure 2.7 : différents niveaux de la ductilité des structures</i>	25
<i>Figure 3.1: Signification physique de la courbe de capacité</i>	32
<i>Figure 3.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité... ..</i>	32
<i>Figure 3.3.les paramètres d'un système équivalent SDOF</i>	34
<i>Figure 3.4 les caractéristiques force-déplacement d'un système SDOF équivalent à un MDOF d'une structure par la méthode push-over.....</i>	36
<i>Figure 3.5 : Courbe force-déplacement d'une structure</i>	38
<i>Figure4.1. Diagramme parabole rectangle pour le béton non confiné sous compression d'après l'Euro code 2.....</i>	40
<i>Figure 4.2 : Diagramme "contrainte – déformation" des aciers du béton armé d'après l'Eurocode 2</i>	41
<i>Figure 4.3. Comportement d'une section fléchie d'une poutre en béton armé à l'état limite de service (la fin de phase élastique)</i>	42
<i>Figure 4.4. Comportement de la section d'une poutre fléchie en béton armé à l'état limite ultime</i>	45
<i>Figure4.5 : Organigramme d'évaluation du facteur de ductilité en courbure.....</i>	49
<i>Figure 5.1: Détail du bâtiment à un niveau (N = 1)</i>	53
<i>Figure 5.2. Détail du bâtiment à 3 niveaux (N = 3)</i>	54
<i>Figure 5.3 : Détail du bâtiment à 5 niveaux (N = 5)</i>	55
<i>Figure 5.4 : Détail du bâtiment à 7 niveaux (N = 7)</i>	56
<i>Figure 5.5. Diagramme de déplacement inter étage des bâtiments.....</i>	61

Figure.5.6: Diagramme Force –Déplacement du bâtiment (BN1)	63
Figure.5.7: Diagramme Force –Déplacement du bâtiment (BN3)	64
Figure 5.8: Diagramme Force –Déplacement du bâtiment (BN5)	65
Figure 5.9: Diagramme Force –Déplacement du bâtiment (BN7)	66
Figure 5.10: Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN1)	68
Figure 5.11: Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN3)	69
Figure 5.12 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN5).....	71
Figure5.13 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN7)	73
Figure 5.14. Variation du critère de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (BN3)	74
Figure 5.15 : Variation du critère de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (BN5)	75
Figure 5.16 : Variation du critère de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (BN7)	77
Figure 5.17 : Diagramme de vérification des nœuds (poteau fort-poutre faible) dans la structure BN5	79
Figure 5.17. Diagramme de vérification des nœuds (poteau fort-poutre faible) dans la structure BN7.....	80

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1.1 : Critère de conception de la rigidité</i>	5
<i>Tableau 1.2: Critère de conception de la résistance</i>	6
<i>Tableau 1.3 : Types de ductilités</i>	11
<i>Tableau 1.4 : Type de ductilité</i>	12
<i>Tableau 1.5 : Paramètres influençant sur cette ductilité disponible</i>	13
<i>Tableau 1.6 : Paramètres influençant sur cette ductilité Requisite</i>	13
<i>Tableau 2.1 : Evolution du concept de la force sismique</i>	17
<i>Tableau 2.2 : Coefficient de comportement q suivant Eurocode 8</i>	29
<i>Tableau 2.3 : Coefficient de comportement R suivant RPA 99/v2003</i>	30
<i>Tableau 5.1 : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure N = 1...</i>	53
<i>Tableau 5.2. Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure N = 3...</i>	54
<i>Tableau 5.3. Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure N = 5.....</i>	55
<i>Tableau 5.4. Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure N = 7....</i>	57
<i>Tableau 5.5 : Comparaison des périodes réelles et fondamentales</i>	59
<i>Tableau 5.6 : Comparaison des forces sismiques à la base déterminées par les méthodes dynamiques et statiques équivalente.....</i>	60
<i>Tableau 5.7 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN3)</i>	63
<i>Tableau 5.8 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN3)</i>	65
<i>Tableau 5.9 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN5)</i>	66
<i>Tableau 5.10 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN7)</i>	67
<i>Tableau 5.11 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN1).....</i>	67
<i>Tableau 5.12 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN3)</i>	70
<i>Tableau 5.13 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN5).....</i>	71
<i>Tableau 5.14 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN7)</i>	73

LISTE DES SYMBOLES

μ	Facteur de la ductilité globale
δ_u	Déplacement ultime
δ_e	Déplacement élastique
μ_ε	Ductilité de déformation
μ_χ	Ductilité en courbure
μ_θ	Ductilité des éléments
μ_δ	Ductilité de structure
μ_E	Ductilité énergétique
A_c	surface de la section du béton
A_g	section brute du béton
A_s	surface totale des armatures
EI	rigidité en flexion
E_c	module d'élasticité du béton
E_s	module d'élasticité de l'acier
e_a	excentricité accidentelle
e_{tot}	excentricité totale
e_1	excentricité du premier ordre
e_2	excentricité du second ordre
f_{bc}	résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre
f_{c28}	résistance à la compression du béton à 28 jours
f_e	limite d'élasticité des armatures
I_g	moment d'inertie de la section transversale du béton
I_s	moment d'inertie de l'acier
M	moment fléchissant

M_I	petit moment du premier ordre des extrémités du poteau
P	effort normal
σ_c	contrainte critique du béton
σ'_s	contrainte des armatures comprimées
σ_s	contrainte des armatures tendues
ε'_s	déformation des armatures comprimées
ε_s	déformation des armatures tendues
ε_{bu}	déformation ultime du béton
ε_{su}	déformation ultime des armatures
ρ	pourcentage des armatures

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION

Les séismes destructeurs qui ont frappé le nord d'Algérie, nous confirment que le risque existe, ainsi les statistiques tragiques des constructions endommagées par le séisme d'El Asnam en 1980 et de Boumerdes en 2003 ont montré le manque considérable dans la conception parasismique des constructions. Cependant, des observations sur des dommages causés sur quelques structures montrent que celles-ci ont résisté convenablement à des séismes d'intensité plus élevée que celle du séisme pour lesquelles elles étaient dimensionnées [1, 2]. Ce phénomène trouve une explication dans le mécanisme d'absorption de l'énergie apportée par le sol à la structure au cours du séisme, à condition de prendre en considération l'existence des déformations inélastiques. En effet, lorsque la structure possède une certaine ductilité, les déformations plastiques interviennent pour une part importante dans l'énergie absorbée par la structure, à travers le chargement sismique. Plusieurs chercheurs ont essayé, pendant ces dernières années, de mettre en évidence l'effet avantageux des déformations plastiques dans le comportement dynamique des structures ductiles soumises aux actions sismiques [3].

Actuellement, les codes parasismiques récents exigent des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques des éléments résistants des constructions, afin de préserver d'une manière implicite une ductilité locale suffisante. Dans une étape très avancée, l'Eurocode 8 recommande explicitement la prise en compte de la ductilité locale, par l'exigence des conditions de ductilité bien définie que doivent être respecté durant le dimensionnement [4].

L'objectif essentiel de ce travail se résume en trois points. Le premier point est de clarifier le concept de la ductilité dans le dimensionnement des structures en béton armé. Le deuxième concerne la quantification de la ductilité des structures auto stables en béton armé dimensionnées selon le RPA99/v2003. Le dernier objectif est de mettre en évidence les critères de la ductilité locale et globale des structures dimensionnées par le règlement parasismique algérien [5].

Afin de réaliser ces objectifs, le mémoire est organisé en cinq chapitres. Après une introduction générale, le chapitre un et deux concernent l'étude bibliographique. Le premier chapitre donne la clarification de quelques notions fondamentales qui influent le comportement dynamique des structures en béton armé et l'aspect qualitatif de la ductilité, à savoir : les différents types de la ductilité, la ductilité disponible et la ductilité requise ainsi

que la relation entre eux. Dans ce contexte, le chapitre deux expose la méthode de prise en compte de la ductilité dans la conception et la réponse sismique des structures en béton armé. Comme, il décrit en détail la réponse sismique des structures, qui concerne les réponses élastiques et inélastiques des structures aux séismes, la méthode de détermination des spectres des réponses, et la relation directe qui relie la force sismique et la ductilité à travers le coefficient de comportement des structures.

Les chapitres trois et quatre comportent la méthodologie de la quantification des facteurs de ductilité globale et locale. Le troisième chapitre sera consacré à l'approche de quantification du facteur de la ductilité globale dans les structures en béton armé. La méthode statique non linéaire où push-over qui sera servie pour l'évaluation de la ductilité globale sera exposée en détail. Le quatrième chapitre développe la procédure d'évaluation du facteur de la ductilité en courbure disponible locale dans les sections dissipatives. En outre, on donne les critères de la ductilité locale dans les structures.

Le dernier chapitre est destiné à la quantification de la ductilité des structures auto stables en béton armé dimensionnées selon le RPA99/v2003. D'abord, quatre structures de différents étages qui répondent aux conditions du règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003) sont identifiées. Ensuite, on aborde le but principal de ce chapitre qui est la quantification du facteur de la ductilité locale et globale, pour l'analyse des critères de la ductilité des structures dimensionnées par le règlement parasismique algérien (RPA99/v2003). A la fin de ce mémoire on donne des conclusions générales et quelques recommandations.

**CONCEPT DE LA DUCTILITE
DANS LE DIMENSIONNEMENT
DES STRUCTURES EN BETON ARME.**

1.1. INTRODUCTION

L'objectif principal de ce chapitre est de clarifier quelques notions fondamentales qui influent le comportement dynamique des structures en béton armé qui seront utilisées dans ce travail. D'abord, on expose une synthèse sur les différents systèmes de contreventements des structures. Puis, on explique en détail le comportement sismique des structures, où la différence entre les comportements élastique et ductile sera illustrée. Ensuite, on décrit les propriétés dynamiques des structures en béton armé, à savoir : la rigidité, la résistance et la ductilité. En fin, on va clarifier l'aspect qualitatif de la ductilité, à savoir : les différents types de la ductilité, la ductilité disponible et la ductilité requise ainsi que la relation entre eux.

1.2. DIFFERENT SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS DE STRUCTURES

Le système de contreventement est constitué d'un ensemble des éléments structurels participant au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel de l'ouvrage [6]. De ce fait, les charges sismiques sont appliquées dans tous les éléments de la structures ce qui demande une résistance locale suffisante de tous ces éléments. Les éléments de contreventement sont remplacés ces efforts afin de les transmettre aux fondations. Ce cheminement d'efforts doit être analysé avec des contreventements très fiables pour établir la cohérence de l'ensemble pour un niveau d'action donné. Dans la pratique, trois types de contreventement sont utilisés pour les bâtiments en béton armé, qui seront décrits ci-dessous [7].

1.2.1. Contreventement par portique auto stable

Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (Figure 1.1) [2]. Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement :

a-Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 [5], les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.



Figure 1.1 : Ossature contreventée par portique auto stable [2]

b- Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 [5], les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

1.2.2. Contreventement en voiles porteurs

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable (Figure 1.2). Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales. Les voiles sont des éléments porteurs rigides en béton armé, destinés à transmettre les charges latérales dans les fondations. Ce type de contreventement est souvent employé pour la construction des bâtiments à un nombre d'étages élevés, de grandes importances dans les zones de forte sismicité [8].



Figure 1.2 : Ossature contreventée par voiles en béton armé [2]

1.2.3. Contreventement mixte (voiles + portiques)

Les bâtiments formés par l'interaction des portiques et des voiles en béton armé sont connus sous le nom d'un system mixte où hybride. Généralement, les voiles supportent la majorité des charges sismiques et une partie des charges verticales, cependant les portiques supportent une partie des charges horizontales et le reste des charges verticales revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploie largement ce type de contreventement [9].

1.3. COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES

Pratiquement dans le calcul parasismique, on considère l'un des deux comportements élastique où ductile. Dans la suite, on essaye d'expliquer ces deux comportements différents.

1.3.1. Comportement élastique

Le comportement élastique, conduit à dimensionner la structure de telle sorte que les matériaux constituant restent dans leur domaine élastique sous l'effet sismique. Ce type de comportement est particulièrement adapté dans les zones de faible sismicité, car il permet de simplifier les calculs de dimensionnement et garantit que l'ouvrage restera mécaniquement intact à la suite d'un ou plusieurs séismes. En revanche, pour des zones de forte sismicité, le choix de ce type de comportement peut conduire, compte tenu des efforts sismiques mis en jeu, à un surdimensionnement des ouvrages, en regard des exigences requises. Toutefois,

pour ces zones un choix de comportement élastique peut se justifier dans le cas d'ouvrages stratégiques (hôpitaux, centres de secours, ponts, etc...) essentiels pour l'organisation et la circulation des secours, ou lorsque la résistance de l'ouvrage est assurée par des dispositifs spéciaux (appuis parasismiques, amortisseurs) [6].

1.3.2. Comportement ductile

Le comportement, dit ductile, conduit à dimensionner la structure de telle sorte que les matériaux qui la constituent subissent des charges répétées dans leur domaine non linéaire (post élastique ou plastique) au cours d'un séisme majeur. Ces charges maîtrisées, conduisent à une dissipation importante de l'énergie sismique et par conséquent permettent une réduction des efforts mis en jeu et donc les coûts de construction élevés. La conception associée à ce comportement est aujourd'hui largement utilisée dans le domaine du génie parasismique [6].

1.4. PROPRIETES DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Les propriétés structurelles spécifiques prises en considération dans la conception parasismique sont la rigidité, la résistance et la ductilité [6]. Ces propriétés seront décrites dans la suite de ce paragraphe.

1.4.1. Rigidité

La rigidité est définie comme étant le rapport entre la force et la déformation d'une structure. Elle est établie généralement à partir du premier principe de la mécanique des structures. Elle dépend des propriétés géométriques des éléments et du module d'élasticité du matériau. Souvent, si les critères d'utilisation (état de service) sont satisfaits, l'influence de la fissuration des éléments et la contribution du béton tendu doivent être considérées, en même temps avec les aspects traditionnellement considérés comme la géométrie des éléments et les propriétés des matériaux [6].

La figure 1.3. montre la relation non linéaire entre les forces appliquées et les déplacements, qui décrit la réponse d'un élément en béton armé soumis à des charges monotones croissant, où S_y définit la force au début de la plastification ou la résistance idéal S_i de l'élément. La pente de la réponse élastique linéaire idéalisée, $K = S_y / \Delta_y$ est utilisé pour quantifier la rigidité. Ceci est basé sur une valeur de la charge de $0.75 S_y$ de la Sécante de la courbe réelle (Figure 1.3). Cette définition donne la rigidité effective élastique qui aura un intérêt particulier durant l'estimation de réponse à l'état limite de service. Sous un chargement

cyclique élevé les caractéristiques de la courbe initiale charge - déplacement transformé à une courbe idéalisée [6].

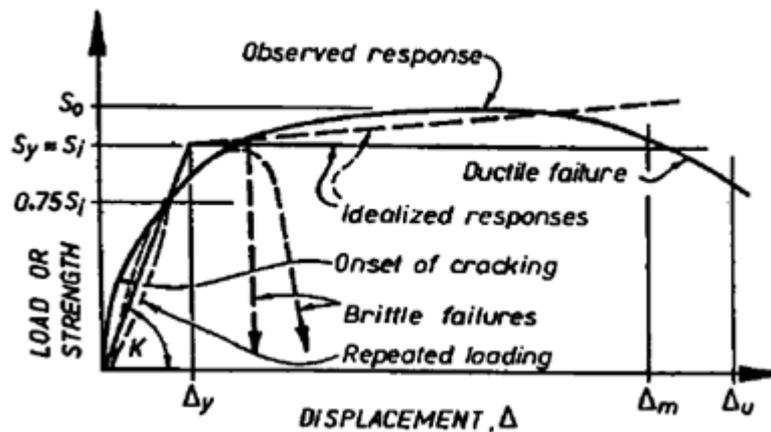


Figure 1.3: Relation charge – déplacement pour un élément en béton armé [6]

Dans la pratique, la rigidité requise où nécessaire pour les types de séisme et la structure ainsi pour le spectre de réponse élastique. Cette rigidité doit disponible pour la déformation limite des éléments non structuraux et pour l'isolation des éléments non structuraux. Le tableau 1.1 illustre une comparaison entre ces deux types de rigidités [10].

Tableau 1.1 : Critère de conception de la rigidité [10]

Rigidité	
Requise (nécessaire)	Disponible
-Type de séisme	-Déformation limite des éléments non structuraux
-Type de structure	- Isolation des éléments non structuraux
-Spectre de réponse élastique	

1.4.2. Résistance

La résistance signifie que la structure doit avoir une force suffisante pour résister aux actions internes générées lors de la réponse dynamique élastique de la structure (Figure 1.3). Par conséquent, la technique appropriée pour évaluer les actions induites par un séisme est l'analyse élastique, basée sur les propriétés de rigidité. Ces actions sismiques, combinées avec les autres charges appliquées sur la structure, conduiront à la conception de la résistance réelle de la structure [6,11].

La résistance devrait être requise où nécessaire pour les types de séisme et la structure ainsi pour le spectre de réponse élastique. Comme, elle devrait être disponible pour la contrainte aléatoire début d'écoulement (fin de la phase élastique), l'augmentation des dimensions des sections transversales, redistribution des moments, etc.... Le tableau 1.2 expose une comparaison détaillée entre ces deux types de résistances [12].

Tableau 1.2: Critère de conception de la résistance [12].

Resistance	
Requise	Disponible
-Type de séisme -Type de structure -Spectre de réponse	- la contrainte aléatoire début d'écoulement (fin de la phase élastique) - l'augmentation des dimensions de la section transversale -L'effet de durcissement -Redistribution des moments -L'effet de la vitesse de déformation -Déformation plastique cumulée

1.4.3. Ductilité

Généralement, les bâtiments en zone sismique sont conçus afin d'assurer une bonne résistance aux forces horizontales (sismiques), et être capables de subir des déformations importantes imposées dans le domaine plastique. Cette capacité de la structure ou de ses composants (poutres, poteaux ou voiles), ou les matériaux utilisés pour offrir une résistance dans le domaine inélastique, est décrite en terme général par la ductilité. Cette ductilité quantifie la capacité de subir des grandes déformations, et absorber l'énergie par un comportement d'hystérésis. Pour ces raisons, la ductilité est la propriété la plus importante à traiter par les concepteurs des structures situées dans les régions de forte sismicité [11].

1.5. ASPECTS QUALITATIFS DE LA DUCTILITE

1.5.1. Facteur de ductilité

Par définition, le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique [13], exprimé par :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

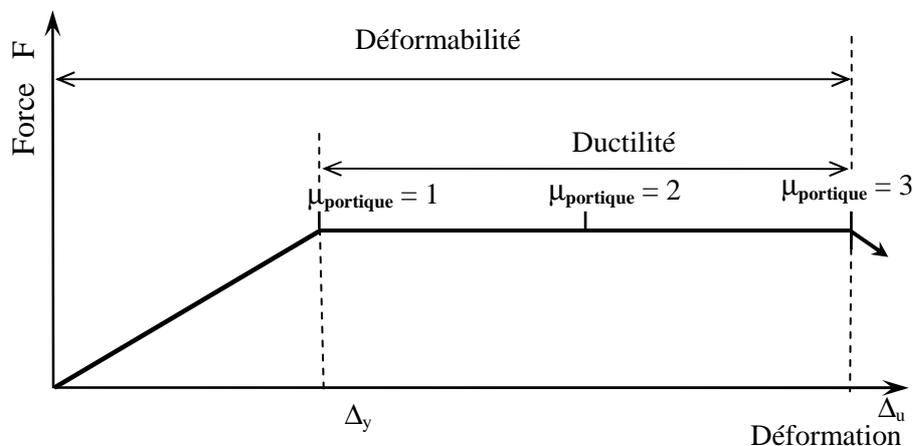


Figure 1.4 : ductilité - facteur de ductilité [14].

1.5.5. Déformabilité – ductilité - fragilité

La déformabilité est la capacité d'un élément ou la structure à déformer avant l'effondrement (Figure 1.5). Par contre, la ductilité est la capacité de la structure (élément) de subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance et de sa rigidité [14]. Il est noté qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, mais à une faible ductilité. Cependant, le facteur de ductilité, est le rapport entre la déformation maximale et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique. La figure 1.5, illustre clairement la différence entre la ductilité et le facteur de ductilité, par exemple les voiles sont généralement une faible ductilité par contre ils possèdent une large valeur du facteur de ductilité comparativement aux portiques en béton armé [14].

La ductilité est l'un des paramètres qui caractérise le comportement post élastique de la structure. Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de plasticité est important, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque ce palier est court, on dit que l'élément est fragile (Figure 1.6 et 1.7). Généralement, un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide [13].

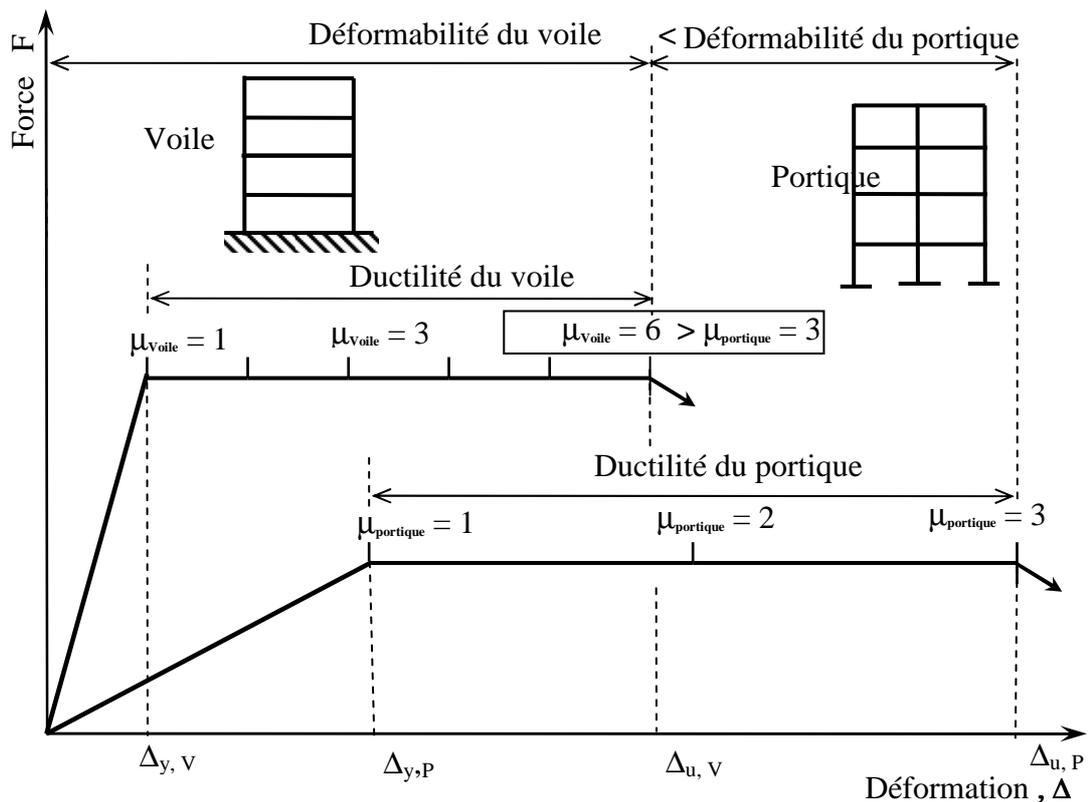


Figure 1.5 : Déformabilité- ductilité - facteur de ductilité [14].

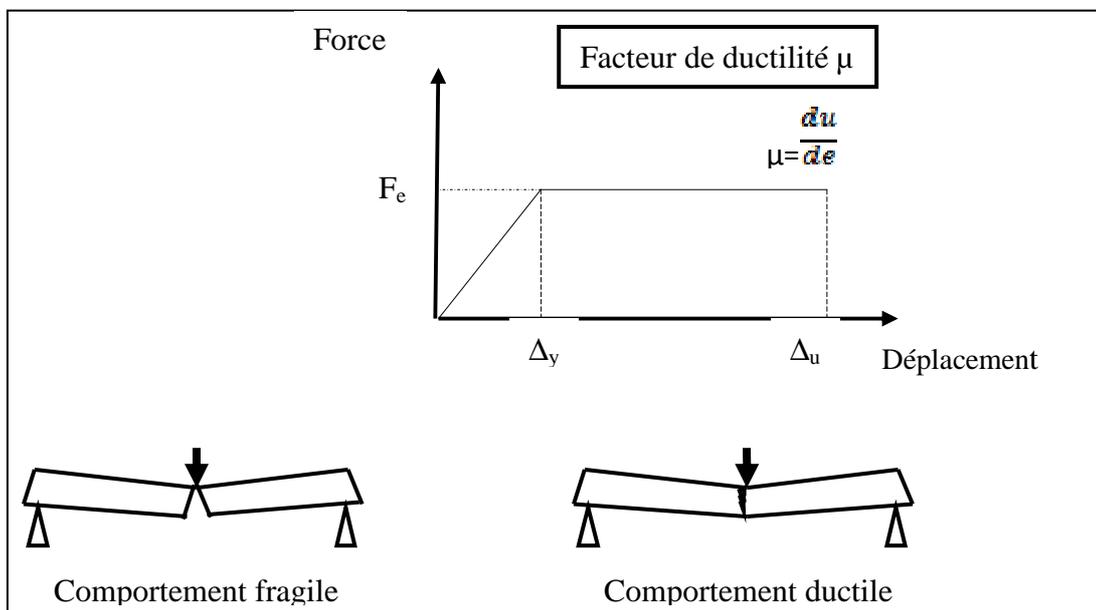


Figure 1.6 : Comportement « ductile et la fragile »

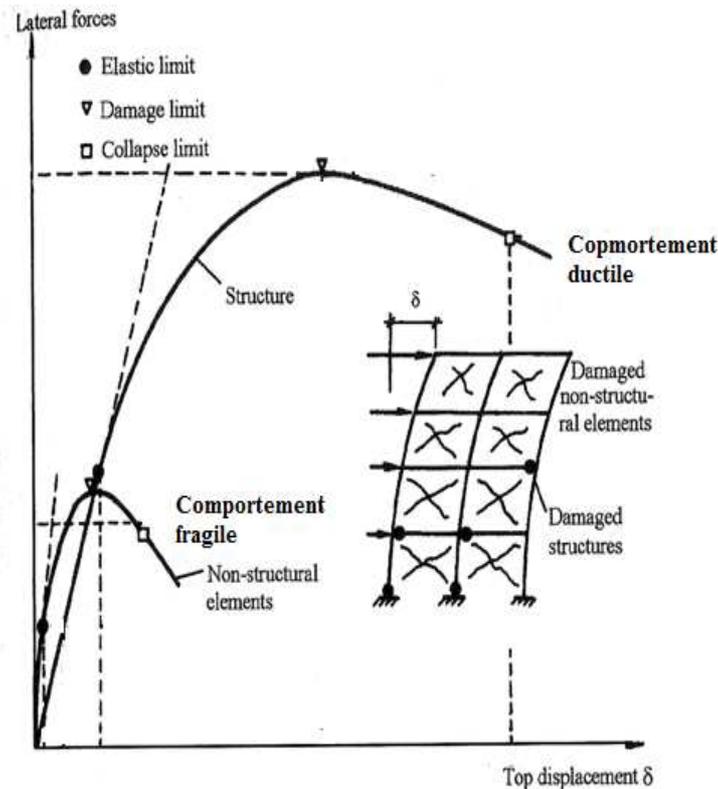


Figure 1.7 : ductilité et fragilité [12]

1.5.2. Différent types de la ductilité

L'analyse du comportement des structures nécessite la connaissance des critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure, et de leurs composantes, à savoir ; les matériaux constituants, poutres, poteaux, voiles,etc. Dans la littérature, on rencontre cinq types de ductilité, qui sont collectés dans le tableau 1.3. Dans la suite, on explique ces types de ductilités [12, 15].

- **la ductilité de déformation** - ductilité axiale, ou ductilité des matériaux : elle caractérise les déformations élasto - plastique des matériaux pour différents types de chargement. Le facteur de cette ductilité est quantifié par le rapport de la déformation de rupture (ϵ_u) sur la déformation à la fin de la phase élastique du matériau (ϵ_y); où $\mu_\epsilon = \epsilon_u / \epsilon_y$ [12, 15].

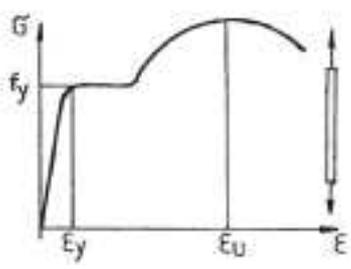
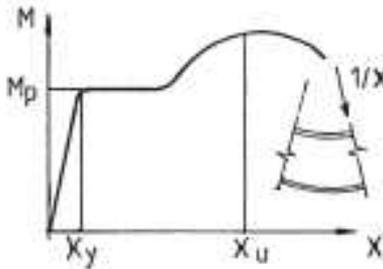
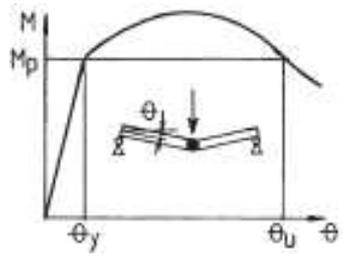
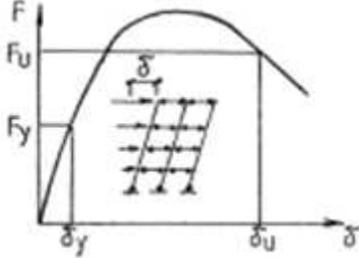
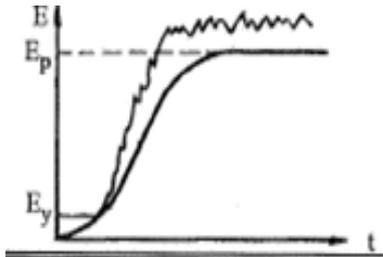
- **Ductilité en courbure** où ductilité locale, où: elle renvoie à la déformation plastique de la section transversale, en considérant l'interaction entre les parties qui composent la section elle-même ; son facteur est exprimé par le rapport de la courbure ultime ϕ_u sur la courbure à la fin de la phase élastique ϕ_y ; où $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ [15].

- **Ductilité des éléments**, où ductilité en rotation : elle considère les propriétés de l'élément entier (poutre ou poteaux), son facteur est déterminé par le rapport de la rotation ultime θ_u sur la rotation à la fin de la phase élastique θ_y ; où : $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$ [15].

- **Ductilité de structure**, Ductilité globale, où ductilité de déplacement : elle interpelle le comportement global de la structure entière. Ce type est exprimé par le rapport du déplacement ultime Δ_u sur le déplacement à la fin de la phase élastique Δ_y ; où $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$. Généralement, ce facteur traduit le comportement des structures dans les codes parasismiques [12, 15].

- **ductilité énergétique**, lorsque la ductilité est considérée au niveau de l'énergie sismique dissipée [15]. Cette ductilité est le cumul des ductilités définie précédemment. Cette ductilité traduit l'aptitude de la construction à l'absorption et la dissipation d'énergie. Leur indice est exprimé par le rapport $\mu_E = E_u / E_y$ [12, 15].

Tableau 1.3 : Types de ductilités [12]

Type de ductilité	Configuration du type	Facteur de ductilité
Ductilité du matériau (déformation), ϵ		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_{u}}{\epsilon_{y}}$
Ductilité de la section (locale, courbure), χ		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_{u}}{\chi_{y}}$
Ductilité de l'élément (intermédiaire, rotation), θ		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{u}}{\theta_{y}}$
Ductilité de la structure (globale, déplacement), δ		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_{u}}{\delta_{y}}$
Ductilité énergétique, E		$\mu_E = \frac{E_{u}}{E_{y}}$

1.5.3. Ductilité disponible – ductilité requise

La limite de ductilité est une valeur très importante dans la conception sismique. Dans la pratique, la ductilité limite est utilisée à l'indication du taux de la ductilité d'un élément ou d'une structure [14]. La ductilité globale est requise où nécessaire pour les séismes majeurs, les fondations, les types de structures et les mécanismes de rotules plastiques. Par contre, la ductilité locale devrait être disponible dans les matériaux, les sections transversales, les éléments structuraux et les nœuds. Le tableau 1.4 montre ces deux types de ductilité. Dans la suite, on essaye de clarifier ces types [12].

Tableau 1.4 : Type de ductilité [12].

Ductilité	
Requise	Disponible
<i>-Séisme majeur</i>	<i>-Matériaux</i>
<i>-Fondation</i>	<i>-Section</i>
<i>-Type de structure</i>	<i>-Elément</i>
<i>-Type du mécanisme</i>	<i>-Nœuds</i>

1.5.3.1. Ductilité disponible

Le développement des méthodes d'analyse des structures basées sur la ductilité, exige souvent l'évaluation de la réponse élasto - plastique. Dans les structures, les déformations inélastiques correspondent à la formation des rotules plastiques dans des zones bien définies. Dans ce contexte, la ductilité locale où disponible est associée à la capacité de déformation (rotation où courbure) des matériaux, de la section, de l'élément et des nœuds [13]. Ce type de ductilité est influencé par plusieurs paramètres, qui dépendent de la nature du cas considéré. Le tableau 1.5 résume clairement les paramètres influant la ductilité disponible (locale) pour les éléments en béton armé et les constructions en charpente métallique [13, 15].

Tableau 1.5 : Paramètres influençant sur cette ductilité disponible [12]

La ductilité disponible (locale)	
Éléments en béton armé	Assemblage en charpente métallique
<p>Matériaux</p> <p>-type d'acier, béton -déformation</p>	<p>Panneaux d'assemblages</p> <p>-types de panneaux -mécanisme de cisaillement</p>
<p>Sections transversales</p> <p>-type de section - élancement des voiles - interaction des voiles</p>	<p>Poteaux</p> <p>-types de poteaux -mécanisme plastiques</p>
<p>Éléments</p> <p>-déformation de raffermisssement -flambement -force axial -charge cyclique</p>	<p>Nœuds</p> <p>-types de connections -charges cycliques -Mécanisme de plastification local - l'indice de déformation</p>

1.5.3.2. Ductilité requise

La ductilité requise ou la demande en ductilité est associée au comportement global de la structure, qui est une fonction du nombre de rotation plastique qu'elle subit en plusieurs endroits de chaque élément durant le chargement sismique où cyclique [13,16]. Les facteurs influençant sur la ductilité requise sont présentés dans le tableau 1.6. Les méthodes couramment utilisées pour ce type de ductilité sont les analyses statiques non linéaires (de type push-over) ou l'analyse dynamique non linéaire [17].

Tableau 1.6 : Paramètres influençant sur cette ductilité Requise [15].

Ductilité requise (globale)	
Séisme majeur	Réponse de la structure
<p>Source</p> <p>-type de séisme, l'intensité sismique -profondeur du centre</p>	<p>Fondation</p> <p>-Type de fondation -Isolation à la base</p>
<p>Distance à la source</p> <p>-distance à la source</p>	<p>Système structural</p> <p>-Type de la structure -Mécanisme d'endommagement</p>
<p>Le site</p> <p>-type de sol -amplification du sol -duré de propagation de l'onde</p>	<p>Éléments non structuraux</p> <p>-Interaction -Limite d'endommagement -Limite de rupture</p>

1.5.4. Relation entre les différentes ductilités

Dans les structures complètes, la relation entre ductilité disponible (locale) et ductilité requise (globale) est aussi complexe. Elle est en fonction de la topologie de la distribution de l'énergie de la structure. La demande de ductilité globale peut correspondre à des demandes de ductilités locales beaucoup plus importantes. Par exemple, pour un pilier de pont, un facteur de ductilité globale de 4 à 5 correspond à un facteur de ductilité locale varie entre 12 à 16 [11]. La figure 1.8 montre une corrélation entre la ductilité locale et la ductilité globale. La relation entre la ductilité locale et globale sera largement développée dans le chapitre 4.

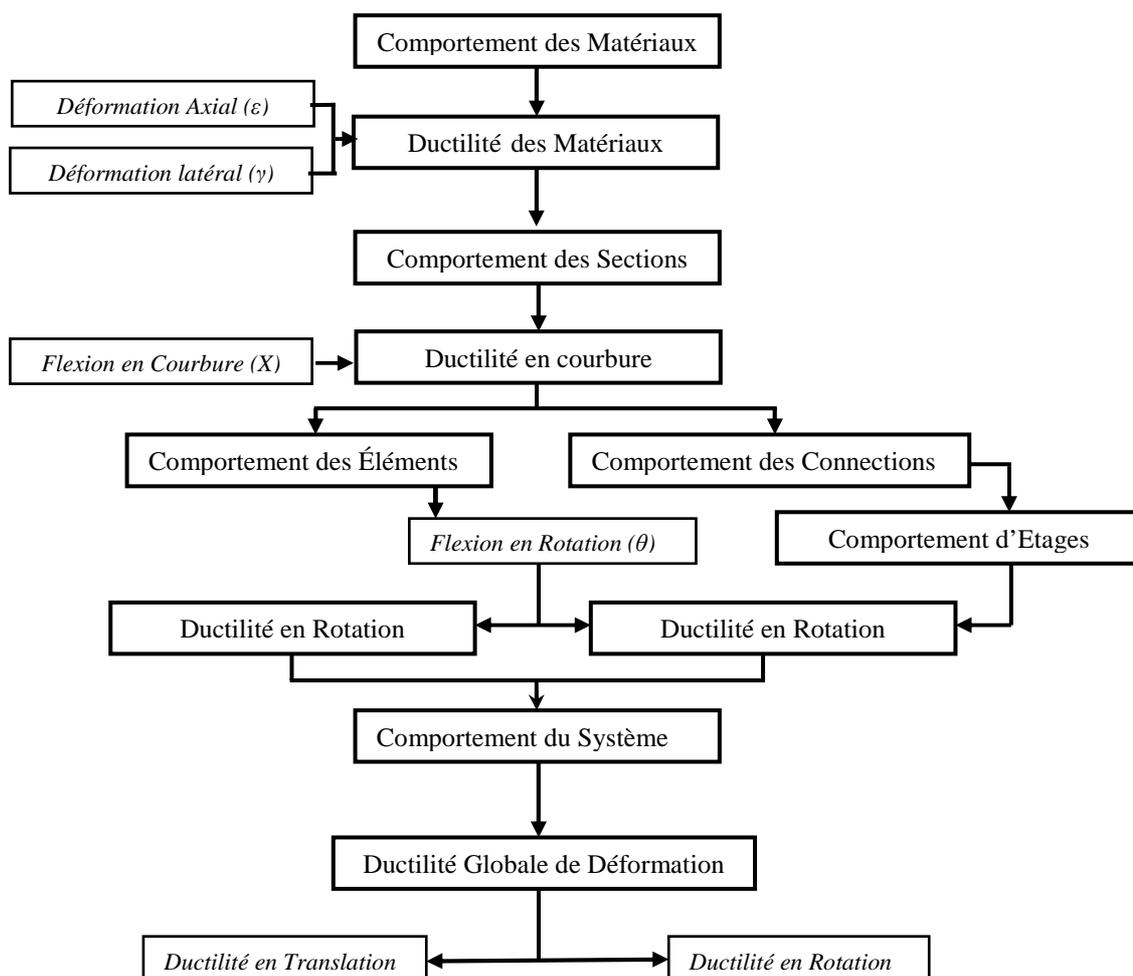


Figure 1.8 : Relation entre les niveaux de ductilité [11].

1.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a fait un rappel général sur les différents systèmes de contreventements dans les structures. Puis, on a expliqué le comportement sismique des structures en l'occurrence les comportements élastique et ductile. Dans ce contexte, Les propriétés structurelles spécifiques prises en considération dans la conception parasismique comme la rigidité, la résistance et la ductilité sont décrites. En fin, on a clarifié le concept de la ductilité dans le dimensionnement des structures en béton armé ; où les différents types des ductilités, et la relation entre eux sont largement détaillés. Ces notions seront rappelées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 2:
PRISE EN COMPTE
DE LA DUCTILITE DANS
LA CONCEPTION ET
LA REPONSE SISMIQUE
DES STRUCTURES

2.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre explique la prise en compte de la ductilité dans la conception et la réponse sismique des structures en béton armé. D'abord, on donne l'historique de l'évolution de la théorie du concept de la force sismique. Ensuite, on va décrire la réponse des structures sujettes aux séismes. Dans ce contexte, on donne les trois niveaux de la ductilité considérés dans la pratique de dimensionnement des structures. Enfin, on explique la relation directe qui lie la force sismique et la ductilité à travers le coefficient de comportement des structures.

2.2. EVOLUTION DE LA THEORIE DU CONCEPT DE LA FORCE SISMIQUE

2.2.1. Premier développement

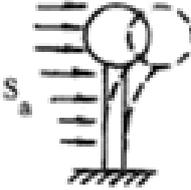
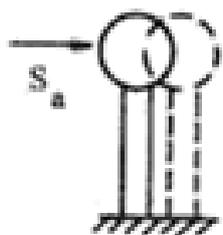
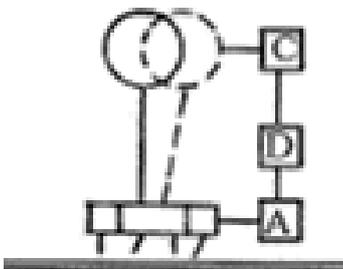
Les premières bases de considération de la force sismique ont commencées après les sévères séismes au début du 20^{ème} siècle. Eiffel a modélisé la force sismique au moyen d'une charge équivalent au vent [12]. Il a fallu attendre le séisme de Santa Barbara en 1925 et de Long Beach en 1933, où la notion de force sismique latérale proportionnelle à la masse de la structure a été introduite dans la pratique. Les bâtiments sont conçus pour résister aux forces latérales d'environ 7,5 pour cent pour les sols rigides et 10 pour cent pour les sols mous de leur poids propre. Cette règle constitue en raison de la constatation que la majorité des bâtiments bien conçus et construits ont résisté au mouvement sismique du sol [18]. En 1943, le code de la ville de Los Angeles a introduit certains paramètres concernant la conception des structures, à savoir :

- L'influence de la flexibilité des structures,
- Le nombre d'étages de la structure dans la conception,
- L'influence de la période fondamentale de la structure

Ce code a indiqué (les recommandations de San Francisco), que les forces sismiques sont inversement proportionnelles à la période de la structure [19]. Le Tableau 2.1 donne une comparaison très claire concernant l'évolution du concept de la force sismique [15].

Les premiers concepts sont basés sur des modèles physiques simplifiés, avec des appréciations techniques et un certain nombre de coefficients empiriques, les actions sismiques sont considérées comme des charges statiques et les structures comme des systèmes élastiques. Ce concept très simple est considéré comme la méthodologie standard de la conception parasismique devant plusieurs décennies, pour des bonnes raisons du succès de cette approche, mais dans certains cas, il a conduit à une protection insuffisante [20]. D'après ces limites, des nouveaux concepts ont été développés.

Tableau 2.1 : Evolution du concept de la force sismique [15]

	Concepts	Model de la structure	Force horizontale
Premier concepts	La force horizontale du vent		$S_a = C$
	L'influence de la masse		$S_a = C.W$
Concepts moderne	L'influence de la flexibilité		$S_a = \frac{c.W}{T^{\alpha}}$
	L'influence de la déformation plastique		$S_a = \frac{S_{el}}{q}$
Concepts de contrôle	Le contrôle passif		$S_a = \gamma_p \frac{S_{el}}{q}$
	Le contrôle actif		$S_a = \gamma_a \frac{S_{el}}{q}$

2.2.2. Principes de la conception moderne

Le début des concepts modernes peut être fixé au début de 1930, où les notions de spectre de réponse et de la déformation plastique ont été introduites dans le génie parasismique. La première considération de la notion du spectre de réponse élastique a été utilisée par Marc Benioff en 1934 et Biot en 1941 [21]. Le spectre de réponse élastique linéaire fournit un outil fiable pour estimer le niveau de forces et de déformations développées dans les structures. En 1935, Tanabashi proposa une théorie avancée, qui considère la capacité de résistance d'une structure au séisme mesurée en termes de la quantité d'énergie absorbée avant l'effondrement [22]. Des tentatives pour combiner les deux aspects, le spectre de réponse et la dissipation d'énergie sismique par des déformations plastiques, en utilisant la vitesse du spectre de réponse dans le système élastique, et, en supposant que l'énergie introduite, responsable de l'effondrement dans le système élastique-plastique, est identique à celle du système élastique [23]. Velesztos et Newmark ont mené en 1960 une étude sur le spectre inélastique. Depuis sa première application dans la conception sismique, le spectre de réponse donne une mesure standard du mouvement du sol. Bien qu'il soit basé sur les systèmes linéaires à un seul degré de liberté, la notion de spectre de réponse a été appliquée sur les systèmes à plusieurs degrés de liberté, les systèmes élastiques non-linéaires et les systèmes inélastiques. L'utilité du spectre de réponse réside dans la réalité pour donner une indication simple et directe du déplacement global et de l'accélération du mouvement du sol, pour les structures ayant différentes périodes et des caractéristiques d'amortissement, ils sont besoin d'effectuer une analyse numérique détaillée.

Un nouveau concept a été proposé en 1969 par Newmark et Hall [24], en construisant des spectres basés sur les accélérations, les vitesses et des déplacements, respectivement, à court, moyen et longue période. Ce concept est resté comme proposition jusqu'après le tremblement de terre de Northridge et Kobe, où l'importance de la vitesse et de déplacement des spectres a été reconnue [24].

2.2.3. Concept de contrôle de la réponse

Des progrès significatifs ont été réalisés récemment dans l'élaboration et l'application des systèmes innovants pour la protection sismique. L'objectif de ces systèmes est la modification de l'interaction dynamique entre la structure et le mouvement du sol, afin de minimiser les dommages des structures et de contrôler leur réponse, durant une secousse sismique. Ainsi, ce concept est très différent du premier, selon lequel la structure n'est pas

capable de subir correctement la charge sismique lorsqu'elle est soumise à des charges de conditions différentes du cas initial de leur conception.

i- les systèmes passifs : sont les systèmes qui ne nécessitent pas une source d'alimentation externe. Les propriétés de la structure (période et/ou la capacité d'amortissement) ne varient pas selon le mouvement sismique du sol. Si les structures recevoient une partie seulement des forces sismiques, le reste étant dissipé par le comportement structurel approprié [25].

ii- les systèmes actifs : sont des systèmes dans lesquels une source d'alimentation externe contrôle les actions sismiques. Ainsi, dans ces systèmes, les caractéristiques de la structure sont modifiées seulement en fonction de la force sismique introduite. L'objectif des systèmes actifs est de minimiser les forces, les déplacements et les accélérations de la structure avant un état spécifique, afin de réduire les dommages sous un séisme majeur. [26].

iii. les systèmes hybrides : sont des systèmes impliquant l'utilisation combinée de systèmes de contrôles passifs et actifs. Les systèmes de contrôles de réponses sont utilisés non seulement pour les nouvelles structures, mais aussi pour des structures existantes dans la réhabilitation [27,28].

2.4. REPONSE DES STRUCTURES SUJETTES AUX SEISMES

Dans ce paragraphe on va faire une vision générale concernant les réponses élastique et inélastique des structures aux séismes, ainsi que leurs spectres correspondant.

2.4.1. Réponse élastique des structures aux séismes

2.4.1.1. Excitation sismique

L'excitation sismique peut être décrite en termes de déplacement, de vitesse ou d'accélération variant avec le temps. Lorsque cette excitation est appliquée à la base d'une structure, il se produit une réponse dépendant du temps dans chaque élément de la structure, qui peut être décrite en termes de mouvements ou de forces [29].

2.4.1.2. Equation du mouvement

La dynamique des systèmes est très simple ou on peut considérer comme un système à un seul degré de liberté (Figure 2.1a). Ce système est modélisé par une masse et un ressort qui reste dans la phase linéaire élastique lorsqu'il est sujet à une grande accélération sismique $\ddot{u}_g(t)$. L'équation de mouvement devient comme suit :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

Les caractéristiques dynamiques d'un système sont tout simplement décrit par sa période naturelle de vibration T (ou la fréquence ω) et l'amortissement ξ . la réponse du système est décrit dans la figure 2.1b.

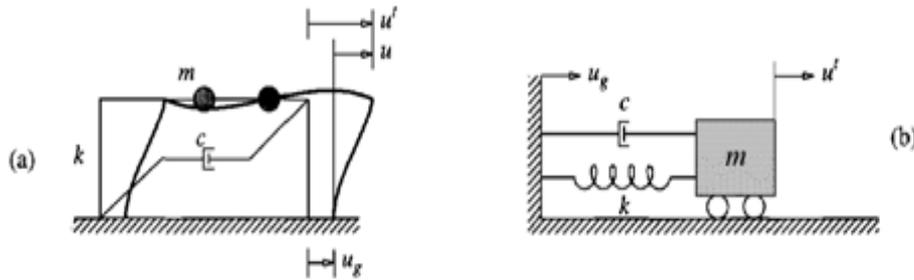


Figure 2.1 : Schéma d'un système à un seul degré de liberté

La plupart des structures ce sont des systèmes plus complexes de manière dynamique par rapport au système à un seul degré de liberté. Par exemple les bâtiments à plusieurs étages, sont mieux représentés par des systèmes à plusieurs degrés de liberté, chaque étage est représenté par un système à un seul degré de liberté, un mode et une période de vibration pour chaque étage. La réponse de chaque élément de la structure est une fonction de tous les modes de vibration. Pour des structures à plusieurs degrés de liberté, la réponse élastique linéaire peut être calculée avec un degré d'exactitude mathématique exacte.

2.4.2. Réponse inélastique des structures aux séismes

Lorsque le comportement du matériau de l'oscillateur simple n'est pas linéaire, le problème se complique, car on n'a plus droit à la relation simple $F_1(t) = -k.u(t)$ entre le déplacement et la force de rappel du ressort (Figure 2.2), et la structure ne revient pas à sa position initiale en fin de séisme [30].

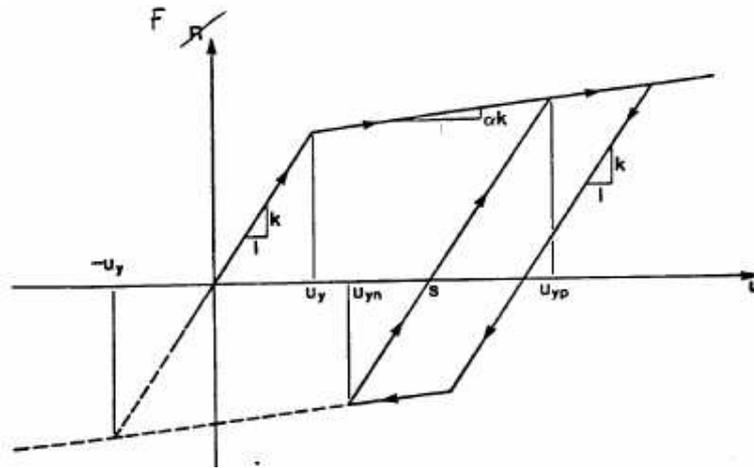


Figure 2.2 : Loi de comportement $F-u$ non linéaire [30]

La description du problème est alors seulement possible par voie numérique, par un algorithme représentant les différents segments du comportement $F-u$: chargement élastique jusqu'à un déplacement u_y , palier plastique avec écrouissage de pente α , déchargement, déformée permanente, rechargement ...etc. Dans le cas d'un oscillateur multiple, les quantités de déformation plastique sont différentes aux divers nœuds de la structure. La résolution numérique reste possible, mais le temps de calcul est important. Dans la suite, on donne un aperçu sur ces méthodes d'analyses.

2.4.2.1. Analyse chronologique non linéaire

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique et le calcul dynamique temporel (ou « chronologique ») non linéaire. On tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant les données des lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe $M-\theta, \dots$) et des accélérogrammes représentent l'action sismique. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps, même pour des structures simples ; il est difficilement envisageable pour des structures complexes, et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement q .

2.4.2.2. Analyse statique non linéaire en poussée progressive

L'analyse en poussée progressive «push-over » est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et sous des forces horizontales qui croissent de façon monotone. C'est une étude statique pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois

de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Cette version plastique de la méthode d'analyse par forces latérales qui permet d'évaluer les mécanismes plastiques formés et la distribution des dommages dans des structures complexes. La relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Cette méthode sera largement développée et fera l'objet du chapitre 3, afin de l'utiliser dans notre étude.

2.4.2.3. Analyse dynamique linéaire

Cette forme d'analyse a été expliquée pour des structures à géométrie complexe, avec une action sismique représentée par un spectre de réponse. La méthode ne considère pas explicitement le comportement plastique des zones dissipatives, mais en tient compte en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient de comportement q .

2.4.3. Détermination des spectres de réponses

2.4.3.1. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse est défini comme étant la réponse maximale d'un système à un degré de liberté avec amortissement à un mouvement dynamique ou des forces, et il dépend donc des caractéristiques du système et de la nature du mouvement du sol. En principe, le concept n'est pas limité au comportement linéaire élastique ou à l'excitation sismique. Si une réponse linéaire élastique et un amortissement visqueux constant sont supposés, le spectre de réponse devient une fonction de l'input dynamique et de la période de vibration du système. Les quantités communément étudiées en termes de spectre de réponse sont les déplacements, vitesses, et les accélérations, qui peuvent être exprimées en valeurs absolues (prises par rapport aux conditions du sol avant un séisme) ou en valeurs relatives (prises par rapport au sol durant le séisme) (Figures 2.3 et 2.4). Dans le calcul sismique l'accélération absolue, et le déplacement et la vitesse relative sont importants et couramment tracés sous forme de spectre de réponse.

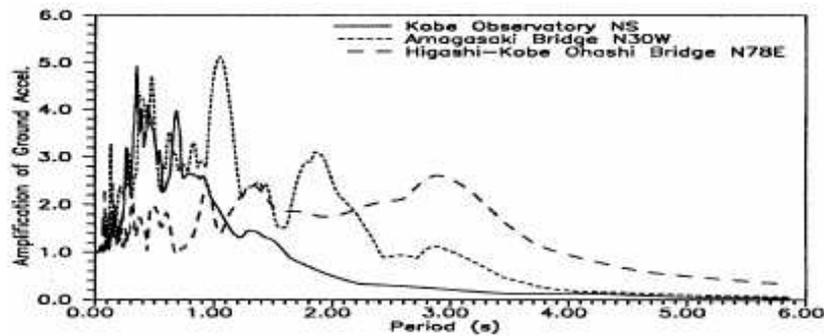


Figure 2.3 : Spectre de réponse en accélérations pour le séisme de Kobé 1995

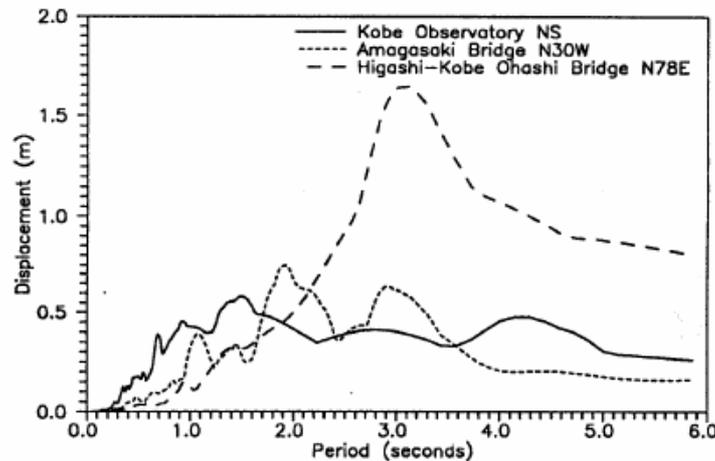


Figure 2.4 : Spectre de réponse en déplacements pour le séisme de Kobé 1995

2.4.3.2. Spectre de réponse inélastique

Si le système répond à l'excitation dynamique avec un comportement non linéaire, la période initiale de vibration et l'amortissement visqueux équivalent élastique du système ne sont pas suffisants pour obtenir la réponse maximale, qui dépendra de la forme actuelle de la courbe force-déplacement du système. Pour réduire le problème à des proportions gérables, il est d'usage de supposer une réponse linéaire élastique parfaitement plastique, comme étant équivalent à la réponse réelle du système.

Les paramètres importants du système peuvent donc être sa rigidité initiale (K), la masse (M), la période initiale de vibration (T), la résistance lors de la plastification (R_y), et la capacité de déplacement (Δ_u), (Figure 2.5). La masse et la rigidité peuvent être condensées en un seul paramètre. Le rapport entre la capacité de déplacement est défini comme étant la capacité de ductilité de déplacement (μ_u) ; c'est le rapport entre le déplacement requis pour répondre à un mouvement donné (Δ_0) et le déplacement lors de la plastification (Δ_y) est défini comme étant la demande de ductilité de déplacement (μ_0) [29].

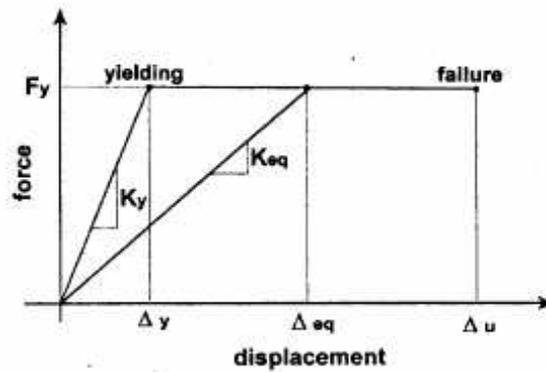


Figure. 2.5 : Les paramètres les plus significatifs d'un système élasto plastique parfait

Si la demande de ductilité est utilisée comme un paramètre, un spectre de réponse d'accélération (force) standard peut être produit. A partir de ce genre de spectre la résistance à la rupture requise dans une limite prescrite de ductilité disponible pour un input de mouvement et une période de vibration initiale donnés peut être lue. Il est à noter que la demande de ductilité peut être considérée comme une évaluation de l'énergie dissipée par hystérésis (Figure2.6), et joue le rôle similaire à celui de l'amortissement visqueux (quoique l'énergie dissipée dépend sur l'histoire entière et non pas uniquement sur la valeur du pic) [29].

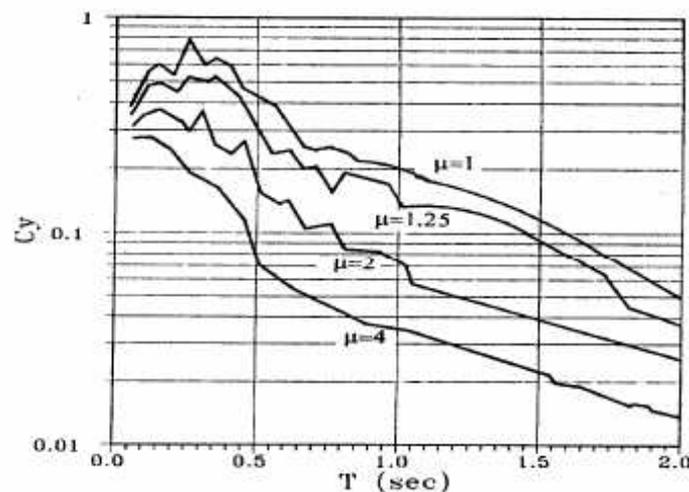


Figure2.6 : Spectres de réponse en accélération pour un système parfaitement elasto-plastique en fonction de la demande de ductilité [29]

2.3. NIVEAUX DE LA DUCTILITE

Il est possible de satisfaire les critères de performance de la structure par le contrôle des dommages et l'état limite du service d'une section par l'une des trois approches de conception distinctes, liées à un niveau de ductilité de la structure. Une illustration qualitative de ces approches est montrée dans la Figure 2.7, où S_E la résistance nécessaire pour une force sismique, et Δ le déplacement de structure liés aux différents niveaux de résistance [6].

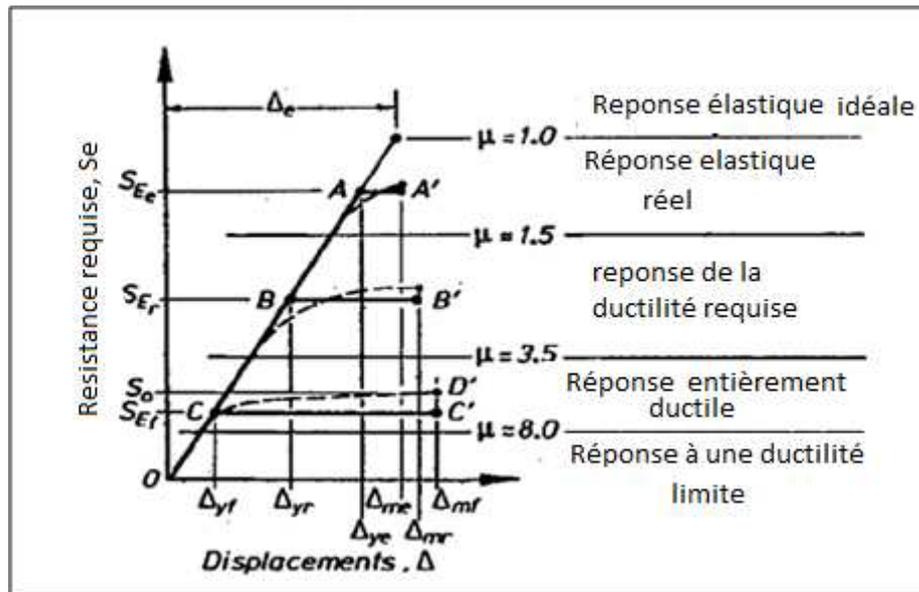


Figure 2.7 : différents niveaux de la ductilité des structures [6]

2.3.1. Réponse élastique

En raison de leur importance, certains bâtiments devront posséder une résistance suffisante pour assurer qu'elles restent fondamentalement élastiques. D'autres structures, peut-être de moindre importance, néanmoins possèdent un niveau de résistance inhérente donc la réponse élastique est assurée. L'analyse et la conception des structures peuvent être réalisées avec des procédures classiques. Bien que la détermination de la résistance nécessaire dans chaque section critique soit généralement basée sur les principes de la conception de la résistance, ce qui implique que ces sections sont atteintes à l'état plastique, il est peu probable que les déformations élastiques significatives seront développées dans la structure, quand l'intensité des forces de conception latérale est atteinte. La réponse idéalisée d'une structure est représentée dans la Figure 2.7 par la courbe bilinéaire force -déplacement OAA' . Le déplacement maximal Δ_{me} est très proche du déplacement élastique Δ_e . Δ_{ye} : le déplacement de la structure réelle.

2.3. 2. Réponse ductile

La plupart des bâtiments sont conçus pour résister aux forces sismiques latérales qui sont plus petites que celles qui seraient développées dans une structure répondant de façon élastique, comme le montre dans la Figure 2.7, ce qui implique, que les déformations inélastiques et la ductilité sont nécessaires pour la structure. En fonction du niveau de la force adoptée pour la conception de la résistance, le niveau de ductilité requis est minimum, elle ne nécessite aucune détaille spéciale. Par contre pour des niveaux de ductilité élevée, ils nécessitent une considération plus détaillées. Ce qui conduit de diviser les structures ductile en deux sous-catégories [6].

2.3.2.1. Structure entièrement ductile

Une structure entièrement ductile est conçue pour posséder une ductilité potentielle maximale qui peut être donné pour l'identification des régions plastique. Une considération très importante pour déterminer l'effet de la réponse dynamique, en utilisant des procédures de conception simplifiées qui assurent une réponse ductile.

2.3.2.2. Structures avec une ductilité limitée

Certaines structures intrinsèques possèdent une résistance significative pour résister aux forces latérales, par exemple, la présence de grande surface des murs de structure. La résistance obtenues dans le cas des charges gravitaires ou de vent est très petites par rapport à la résistance qui correspond au force sismiques lorsqu' une réponse élastique. Aux autres bâtiments, à une configuration structurelle idéale, il est difficile de développer une ductilité importante qui permet d'utiliser une force sismique d'intensité dans la conception. Par contre, il est possible de donner une grande résistance facilement pour réduire la demande de ductilité. Ces structures à une ductilité restreinte en d'autre terme à une ductilité limitée.

2.5. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES

2.5.1. Notions sur le coefficient de comportement

Il nous semble très utile de montrer d'une manière très explicite l'intégration de la ductilité dans la force sismique à l'aide du coefficient de comportement. Dans la suite, on essaye d'aborder ce point avec tous les éléments intervenants et leur prise en compte dans les codes parasismiques. Les divers codes parasismiques étrangers ont proposé d'apprécier l'aptitude du comportement inélastique sous forme d'un coefficient globale appelé

"coefficient de réponse" puis "coefficient de ductilité", que l'on appelle maintenant "le coefficient de comportement" dont la justification théorique et expérimentale n'est pas toujours explicitée clairement; Il regroupe les effets de plusieurs phénomènes complexes et interactifs suivants[31]:

- la déformabilité de la structure,
- les critères de ductilité locale,
- les types de contreventements de la structure,
- le coefficient d'amortissement qui tient compte du comportement inélastique des éléments secondaires de remplissage et la dissipation d'énergie dans la structure. Tout ces facteurs sont regroupés, dans un seul coefficient de comportement q .

2.5.2. Paramètres influant sur le coefficient de comportement

2.5.2.1. Ductilité

Nous avons déjà cité la définition de ce paramètre dans le chapitre précédant et nous avons même constaté sa relation directe avec le coefficient de comportement. Les chercheurs dans les codes parasismiques considèrent ce paramètre comme le paramètre primordial qui permet l'évaluation du coefficient de comportement.

2.5.2.2. Période propre

La période propre de vibration représente l'une des caractéristiques intrinsèques de la structure. Ce paramètre dépend de la rigidité de la structure ainsi de sa masse. Certains chercheurs prennent en considérations la valeur de la période propre pour déterminer la valeur finale du coefficient de comportement et cela après l'exécution de plusieurs expériences [12].

2.5.2.3. Amortissement

Ce paramètre est fourni généralement sous un rapport appelé taux d'amortissement qui représente le rapport entre l'amortissement fictif et celui critique de la structure, il dépend essentiellement du type du matériau ainsi de la nature des liaisons ou assemblages entre les éléments constituant la structure. Sous une action sismique l'absorption de l'énergie est due principalement à ce paramètre surtout si la structure reste dans son comportement dans le domaine élastique [31].

2.5.2.4. Type de sol

Généralement, la connaissance des caractéristiques du sol n'est pas précise. Pour faciliter les calculs, les concepteurs considèrent le sol comme un matériau homogène qui est rarement le cas. La nature du sol influe sur la propagation des ondes sismiques (vitesse et magnitude), par conséquent, elle influe sur le comportement des structures sous l'action sismique [31].

2.5.3. Expression du coefficient de comportement

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour l'évaluation du coefficient de comportement, à savoir les méthodes de Krawinkler Et Nassar [32], Newmark Et Hall [33] Lai Et Biggs [33], Etc.....

Ces approches sont classées soit à l'approche basée sur le critère d'égalité des déplacements [43] où celle basée sur le critère d'égalité des énergies [42]. Dans ce qui suit on expose l'approche de chute de fréquence d'ULM et CLEMENT [15].

Soit q le facteur de comportement, défini par

$$q = \frac{\ddot{u}^{el}}{\ddot{u}^{nl}} \quad (2.1)$$

où \ddot{u}^{el} et \ddot{u}^{nl} sont respectivement l'accélération élastique et l'accélération non linéaire du mode fondamental dominant la réponse de la structure. En transférant la relation (2.1) dans le domaine fréquentiel, on obtient:

$$q = \left(\frac{\omega^{el}}{\omega^{nl}} \right)^2 \left(\frac{u^{el}}{u^{nl}} \right) = \left(\frac{f^{el}}{f^{nl}} \right)^2 \left(\frac{u^{el}}{u^{nl}} \right) \quad (2.2)$$

ou, en terme de période:

$$q = \left(\frac{T^{nl}}{T^{el}} \right)^2 \left(\frac{u^{el}}{u^{nl}} \right) \quad (2.3)$$

où ω est la pulsation propre et u l'amplitude modale autour de la position d'équilibre.

En effet, les deux composantes du comportement dynamique non linéaire des structures en béton armé sont bien représentées dans l'équation (2.3). On remarque que la perte de fréquence intervient au carré alors que q ne varie que linéairement en fonction du rapport des amplitudes, attachées à l'amortissement intrinsèque.

Pour le calcul des forces statiques équivalentes, on obtient alors l'accélération non linéaire sous la forme:

$$\ddot{u}^{nl} = \frac{1}{q} \ddot{u}^{el} = \left(\frac{T^{el}}{T^{nl}} \right)^2 \left(\frac{u^{nl}}{u^{el}} \right) \ddot{u}^{el} \quad (2.4)$$

La fonction $\frac{1}{q}$ représente les phénomènes instationnaires de dégradation dans le domaine fréquentiel.

Ces remarques nous conduisent à proposer une approche dite de chute de fréquence. Avec laquelle on relie ainsi directement la valeur du coefficient de comportement q aux types de structures, voiles ou portiques, et également aux différents mécanismes physiques de dégradations locales, fissuration avec ou sans plastification.

2.5.4. Coefficient de comportement dans les règles parasismiques

Le coefficient de comportement est quantifié de diverses manières dans les codes parasismiques. Dans ce qui suit, on essaye de le présenter brièvement dans quelques codes parasismiques.

2.5.4. 1. Eurocode 8

Le Tableau 2.2 donne quelque coefficient de comportement q préconisé par Eurocode 8 [4]. Ce coefficient est noté q est fixé en fonction de la nature des matériaux constructifs, du type de contreventement et de la ductilité de l'ensemble de la structure.

Tableau .2.2 : Coefficient de comportement q suivant Eurocode 8

N D3	ND2	ND1	Système de contreventement
5	3.5	2	Portiques
4	3	2	Murs et Refends
2.8	2.1	1.4	Refends

Où :

ND1 : structures peu ductiles (niveau 1 de ductilité)

ND2 : structures a ductilité moyenne (niveau 2 de ductilité)

ND3 : structures de grande ductilité (niveau 3 de ductilité)

2.5.4. 2. Coefficient de comportement dans le règlement parasismique algérien

Dans le règlement parasismique algérien RPA 99/ V2003, ce coefficient est noté R. il est fixé par des valeurs mentionnées dans Tableau 2.3. Ce coefficient est déterminé en fonction du matériau constructif et du système de contreventement utilisé.

Tableau 2.3 : Coefficient de comportement R suivant RPA 99/v2003

Valeur de R	Description du système de contreventement	catégorie
	<u>Béton armé</u>	
5	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	1a
3.5	Portiques autos tables avec remplissages en maçonnerie rigide	1b
3.5	Voiles porteurs	2
3.5	Noyau	3
5	Mixte portiques/ voiles avec interaction	4a
4	Portiques contreventés par des voiles	4b
2	Console verticale à masses réparties	5
2	Pendule inverse	6

2.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a mis en relief la prise en compte de la ductilité dans la conception de la force sismique réglementaire. Avant l'explication de la relation directe qui lie la force sismique et la ductilité à travers le coefficient de comportement des structures, on a donné une vision générale concernant les réponses élastique et inélastique des structures aux séismes. Dans ce contexte, on a illustré les différentes méthodes d'analyse sismique, comme la méthode d'analyse statique non linéaire en poussée progressive, qui sera l'objet du chapitre trois pour la détermination de la ductilité globale.

CHAPITRE 3:
DEMARCHES D'ESTIMATION
DE LA DUCTILITE GLOBALE
DES STRUCTURES

3.1. INTRODUCTION

Généralement les méthodes simplifiées sont appliquées par les ingénieurs pour la conception des ouvrages dits réguliers. Mais avec des configurations architecturales irrégulières ou en présence de phénomènes non linéaires (matériau et/ou géométrique) ces méthodes sont moins applicables. Toutes ces méthodes visent à tenir compte des deux composants importants des études sismiques : le caractère Aléatoire des séismes, et le comportement dissipatif des matériaux. La méthode la plus connue est celle pratiquées par plusieurs pays, y compris en France, appelée le « Push-over » ou poussée progressive [35], cette méthode sera utilisé pour l'évaluation du facteur de la ductilité globale des structures en béton arme qui sera traité dans notre étude.

3.2. DEFINITION DE L'ANALYSE PUSHOVER

L'analyse push-over est couramment utilisé pour désigner la procédure de non-linéaire statique a demandé d'évaluer la résistance sismique des structures existantes, ainsi que la conception de nouveaux bâtiments [35]. L'analyse push-over est un outil puissant de conception basée sur la méthodologie de performance. [36], qui est présenté dans plusieurs règlements parasismiques et directifs [37]. L'analyse push-over est réalisés par une application d'une série d'analyses inélastique statique sur le bâtiment au moyen d'un modèle de charge latérale présélectionné basée sur le premier mode de vibration de la structure ou des modèles de charge statique latérale équivalent dans les règlements sismiques. Le modèle de charge reste constant au cours du push-over mais son amplitude est augmentée progressivement jusqu'à ce que le bâtiment atteint un déplacement cible spécifique. En général, ce déplacement cible est prise pour représenter le déplacement maximum du bâtiment quand il éprouve une excitation de tremblements de terre. Les résultats de l'analyse push-over sont utilisés pour estimer la capacité du bâtiment d'après la courbe de la variation du déplacement du sommet, avec le cisaillement à la base. Cette courbe est connue par la courbe push-over du bâtiment, comme le montre la Figure.3.1.

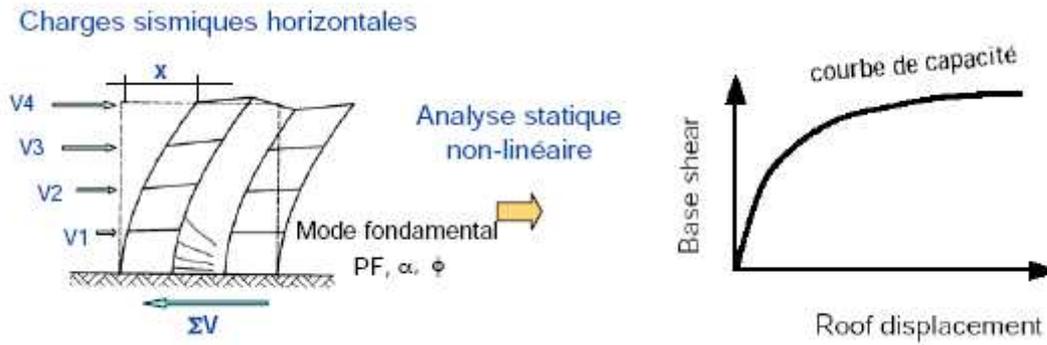


Figure 3.1: Signification physique de la courbe de capacité [38].

L'analyse non linéaire statique (push-over) peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique [39]

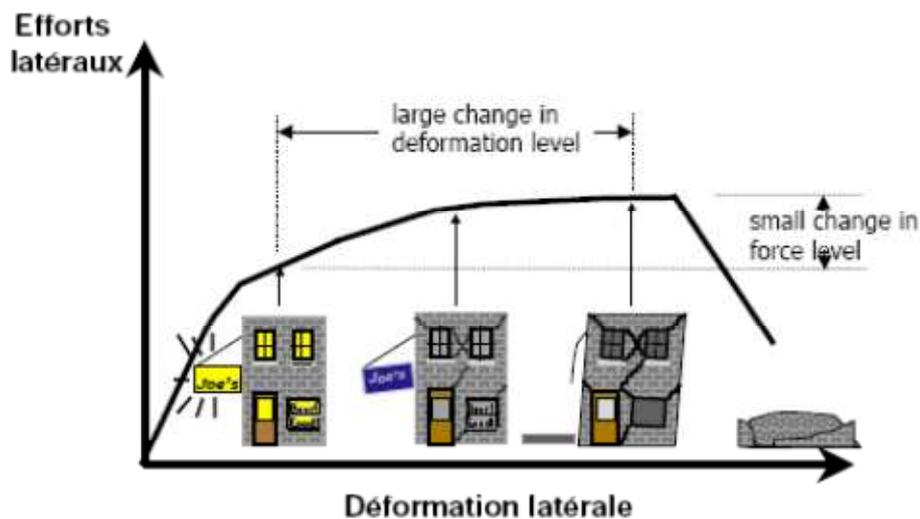


Figure 3.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [40].

D'après la figure 3.2 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

1) **Premier niveau** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

2) **Deuxième niveau** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

3) **Troisième niveau** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

4) **Quatrième niveau**, au delà du troisième niveau la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

Beaucoup de méthodes ont été proposées pour appliquer la procédure non linéaire statique (NSP) aux structures. Ces méthodes sont :

- (1) la méthode spectrale de capacité (CSM) ;
- 2) méthode de coefficient du déplacement (DCM)
- 3) analyse modale push-over (MPA) [41]

3.3. BUT DE L'ANALYSE PUSHOVER

L'objectif principal de la procédure simplifiée non-linéaire est la génération de la « push-over » ou la courbe de capacité. Cela représente le déplacement latéral en fonction de la force de la structure. Ce processus est indépendant de la méthode utilisée pour calculer la demande et fournit des indications précieuses pour l'ingénieur.

L'analyse push-over fournit des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [42], on cite :

- * L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- * La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- * Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- * L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- * L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- * L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement. [42]

3.4. DEVELOPPEMENT ET FORMULATION DE L'ANALYSE PUSH-OVER

Le développement de l'analyse push-over a été basé sur des hypothèses que la réponse sismique d'une structure est dominée par un seul mode et que la forme de ce mode reste invariante sur toute l'analyse [43]. Elle permet de relier la réponse du système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) du bâtiment avec la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF), comme le montre dans la Figure. 3.3. Malgré l'absence d'un théorique fondement rigoureux, des études montrent que l'analyse aboutie à une estimation adéquate de la réponse sismique maximale des systèmes de plusieurs MDOF dans lequel la réponse est essentiellement contrôlée par un seul mode.

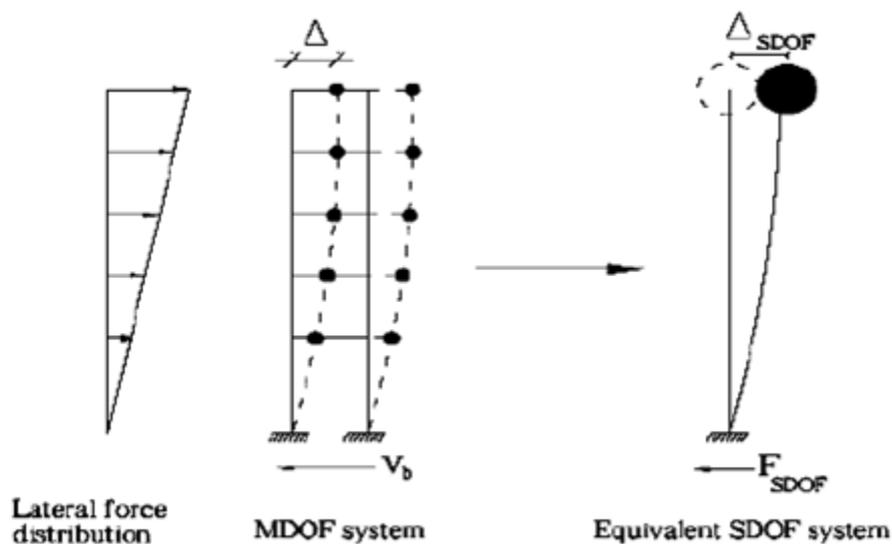


Figure 3.3. les paramètres d'un système équivalent SDOF

Des études récentes ont également collaboré à l'efficacité de l'analyse push-over pour estimer les quantités réponse importante du modèle structurel, tels que les déplacements, les rotations au sommet. L'analyse push-over [44] appliquées et les systèmes SDOF équivalent à une structure en vue d'estimer la capacité structurelle et la demande en termes de ductilité globale et le déplacement résiduel

La relation force-déplacement du système équivalent SDOF peut être déduite par la courbe push-over [42], le résultat est obtenu à partir d'une équation différentielle du mouvement d'un système MDOF du bâtiment soumis à une accélération du sol [44]:

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + q = -M\{1\}\ddot{u}_g \quad (3.1)$$

Ou :

M matrice de masse, **C** matrice d'amortissement, **f** vecteur des forces dans les niveaux de la structure. \ddot{u}_g L'accélération du sol. $\{1\}$ Vecteur unité et **u** est le vecteur de déplacement relatif, Peut être exprimé comme suit.

$$u = \{\phi\} \Delta \quad (3.2)$$

Δ : Déplacement au sommet de la structure

Par la substitution de l'Eq (3.1) dans l'Eq(3.2) et on multiplier par $\{\phi\}^T$ en trouve.

$$\{\Phi\}^T M \{\Phi\} \ddot{\Delta} + \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \dot{\Delta} + \{\Phi\}^T q = -\{\Phi\}^T M \{1\} \ddot{u}_g \quad (3.3)$$

Donc le déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent u^* , donné par l'expression suivante :

$$u^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \Delta \quad (3.4)$$

Puis en substituant pour Δ dans l'équation. (3.3) en utilisant l'Eq. (3.4), on obtient l'équation différentielle de la réponse du système équivalent SDOF:

$$M^* \ddot{u} + C^* \dot{u} + q^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (3.5)$$

Les variables M^* , C^* et q^* représentent la masse, d'amortissement et la force, respectivement, du système équivalent SDOF qui sont donnés par $M^* = \{\Phi\}^T M \{1\}$ (3.6)

$$C^* = \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T M \{1\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (3.7)$$

$$q^* = \{\Phi\}^T q \quad (3.8)$$

Le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, la relation force-déplacement (q^* par rapport à u^*) du système SDOF équivalent peut être déterminée à partir des résultats d'une analyse non linéaire « courbe push-over » du système à plusieurs degrés de liberté, comme le montre la Figure 3.4. Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, la valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet sont utilisés avec les équations (3.4) et (3.8) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit

$$u^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} \Delta_y \quad (3.9)$$

$$q_y^* = \{\Phi\}^T q_y \quad (3.10)$$

Dans l'Eq (3.10) q_y est le vecteur des forces de niveau à la plastification.

$$V_y = \{I\} Q_y \quad (3.11)$$

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \left[\frac{u_y^* M^*}{q_y^*} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.12)$$

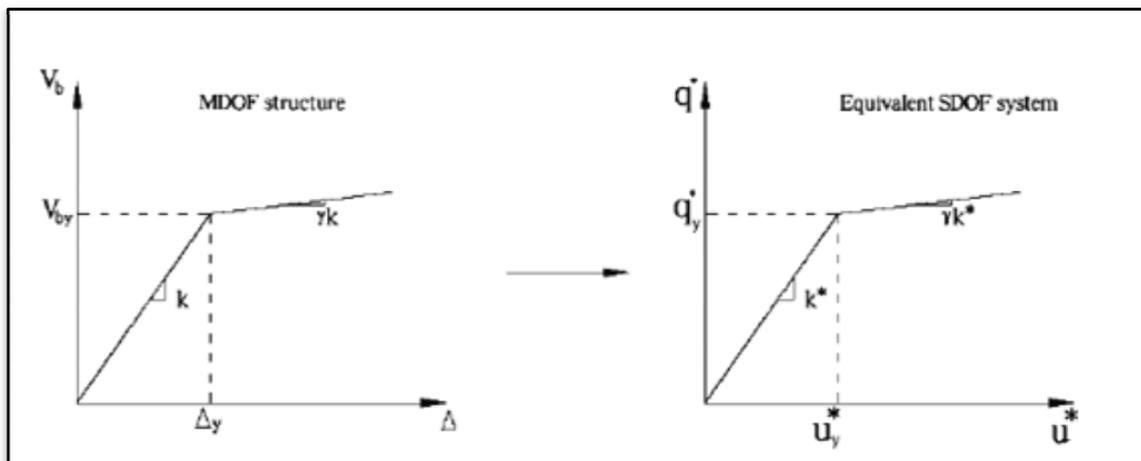


Figure 3.4 les caractéristiques force-déplacement d'un système SDOF équivalent à un MDOF d'une structure par la méthode push-over[44]

3.5. DEPLACEMENT CIBLE - DUCTILITE GLOBALE

La question fondamentale dans l'analyse push-over est la valeur du déplacement cible au cours de laquelle l'évaluation de la performance sismique de la structure est performé. Le déplacement cible sert une estimation du déplacement global de la structure est prévue à l'expérience de la conception parasismique. C'est le déplacement au centre de masse d'étage de la structure. Dans l'analyse push-over il est supposé que le déplacement cible de la structure pour un système MDOF peut être estimé que la demande de déplacement pour un système équivalent correspondant SDOF transformé au domaine SDOF par l'utilisation d'un facteur de forme. Cette hypothèse, qui est toujours une approximation, ne peut être acceptée dans les limites et ne seront acceptées que dans les limites et seulement si on prend grand soin à incorporer dans la demande prévue SDOF déplacement de tous les mouvements du sol importants et des caractéristiques de réponse structurelle qui affectent notablement le maximum déplacement de la structure de plusieurs MDOF. Inhérentes à cette approche est l'hypothèse que le déplacement de plusieurs MDOF maximale est contrôlée par un seul facteur de forme sans égard aux effets de mode supérieur. En vertu de la méthode statique non-linéaire, un modèle intégrant directement réponse du matériau élastique est déplacée à un déplacement cible, et qui provoque des déformations internes et les forces sont déterminées. Le modèle mathématique de l'immeuble est soumis à des forces latérales plus en plus monotone ou des déplacements jusqu'à ce que soit un déplacement cible est dépassée, ou l'effondrement du bâtiment. Le déplacement cible est destiné à représenter le déplacement maximal (Δ_u) susceptible d'être vécue lors du séisme de conception. En général, ce déplacement cible est prise pour représenter le déplacement maximum du bâtiment, quand elle atteint une excitation du séisme maximale. En conséquence, le facteur de ductilité globale de la structure μ_Δ , qui est donné par équation (3.13) est exprimé par le rapport de ce déplacement cible (Δ_u) et le déplacement à la fin de phase élastique (Δ_y) correspondant à 75 % de l'effort ultime [3], figure 3.5.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.13)$$

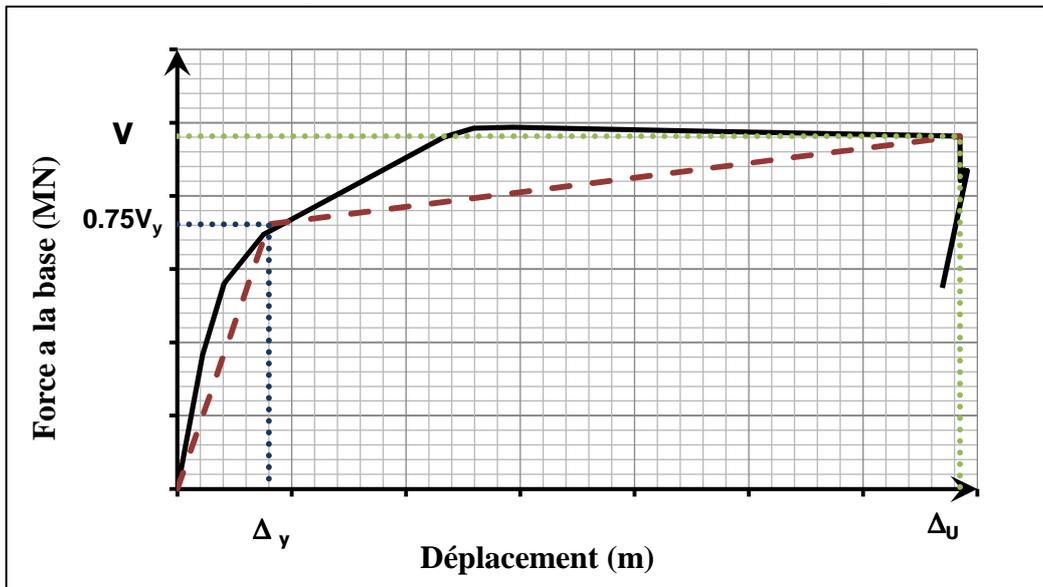


Figure 3.4 Courbe force-déplacement d'une structure

3.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, il a été conclu que l'analyse non linéaire statique (push-over) est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique on cite :

- Donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère.

- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- Fournit des informations sur la force et la ductilité globale de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique. Cette démarche sera employée dans le chapitre 5.

CHAPITRE 4:
METHODES D'EVALUATION
DE LA DUCTILITE LOCALE
DES STRUCTURES EN
BETON ARME

4.1. INTRODUCTION

Ce chapitre sera consacré à la présentation de la méthode de quantification de la ductilité locale dans les structures en béton armé. D'abord, on expose les lois de comportements des matériaux acier et béton non confinés, qui caractérisent la spécificité de l'Eurocode 2. Ensuite, on développe la méthodologie d'évaluation du facteur de ductilité en courbure disponible d'une section transversale doublement armé d'une poutre dissipative, puis on évoque le critère de ductilité locale dans les sections transversales des poutres dissipatives dimensionnées selon les normes européennes. En interpellant la vision de l'Eurocode 8 concernant la prise en compte de la ductilité locale durant le dimensionnement.

4.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

4.2.1. Béton

L'étude du comportement des structures en béton armé, selon l'Eurocode 2 [46], utilise la classe de résistance notée C_{maximum} . Elle est basée sur la résistance caractéristique à la compression du béton f_{ck} . La valeur maximale de cette résistance à 28 jours est limitée sur une éprouvette cylindrique à 90 MPa et à 105 MPa sur une éprouvette cubique. Elle varie entre C12/15 pour le béton ordinaire et C90/105 pour le béton à haute performance. La valeur de calcul de la résistance en compression du béton sur cylindre f_{cd} est définie par :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.1)$$

Où γ_c est le facteur partiel de sécurité pour le béton, égal à 1.5 pour les situations durables et à 1.2 pour les situations accidentelles. α_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression du béton, sa valeur varie entre 0.8 et 1. Dans la suite, la situation accidentelle est totalement considérée.

Ainsi, pour le dimensionnement des sections transversales d'un élément en béton armé, on utilise le diagramme contrainte - déformation du calcul illustré dans la figure 4.1, caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{pour } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{pour } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (4.2)$$

Où ϵ_c est la déformation résultant de la compression du béton et ϵ_{c2} est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{cd} , et elle est exprimée par :

$$\epsilon_{c2} (\text{‰}) = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.0 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.3)$$

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

$$\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.4)$$

n : est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.5)$$

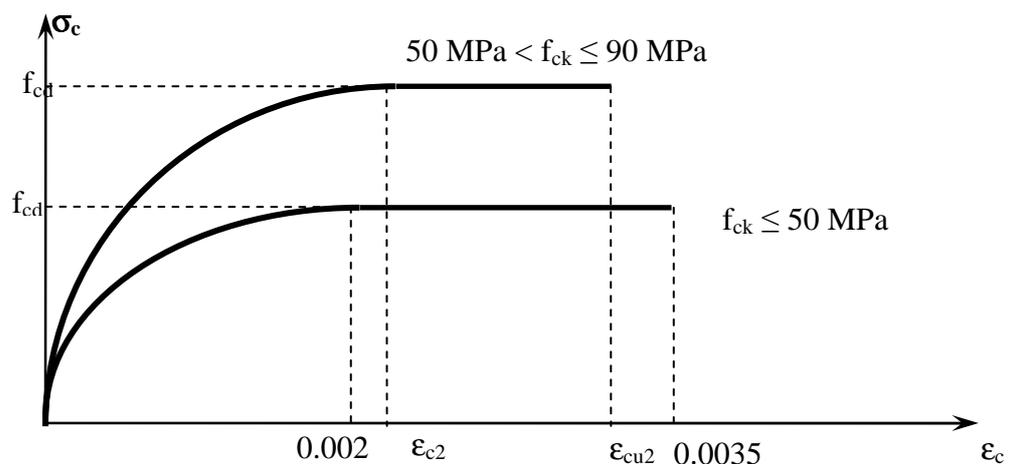


Figure 4.1. Diagramme parabolique rectangle pour le béton non confiné sous compression d'après l'Eurocode 2 [46]

4.2.2. Acier

Selon l'Eurocode 2 [46], la conception des sections en béton armé est effectuée à partir d'une classe spécifiée des armatures représentée par la valeur caractéristique de la limite d'élasticité f_{yk} . Cette valeur de f_{yk} varie sur une gamme de 400 à 600 MPa.

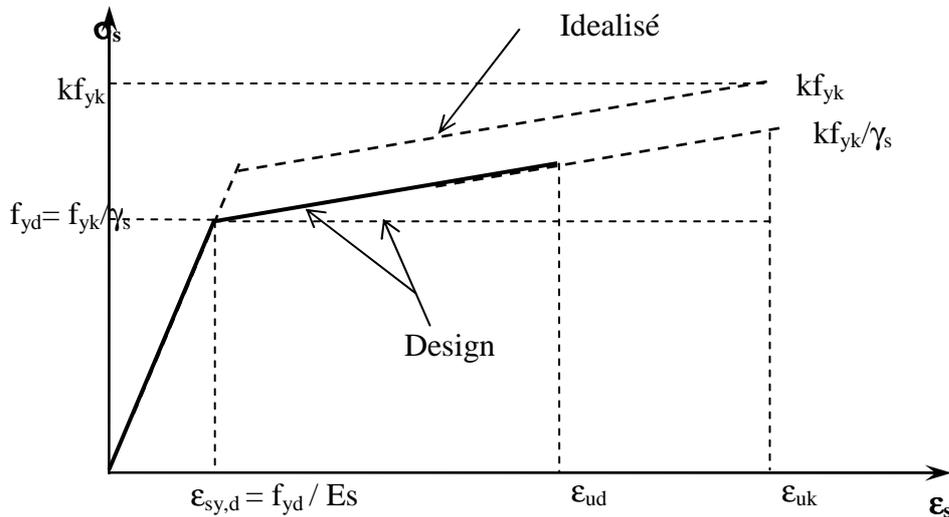


Figure 4.2 : Diagramme "contrainte – déformation" des aciers du béton armé d'après l'Eurocode 2 [46]

Le diagramme contrainte – déformation des aciers schématisé dans la figure 4.2, est distingué par la courbe élasto plastique bilinéaire, caractérisée par une branche inclinée jusqu'à une déformation égale à $\epsilon_{sy,d}$ et une contrainte de l'armature égale à f_{yd} , ainsi qu'une branche supérieure supposée horizontale jusqu'à la déformation maximale ϵ_{uk} correspondant à la contrainte dans l'armature égale à f_{yd} , où :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.6)$$

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

$\epsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$: 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, cette déformation ultime est limitée à 0.5 % pour la classe B et 0.75 % pour la classe C. La valeur recommandée pour ϵ_{ud} est $0.9 \epsilon_{uk}$

4.3. METHODE D'EVALUATION DU FACTEUR DE DUCTILITE EN COURBURE

L'analyse du comportement non linéaire d'une section transversale doublement armée d'une poutre dissipative sollicitée en flexion simple, nécessite le plus souvent une étude aux états limites [47]. La procédure l'évaluation du facteur de ductilité en courbure présentée par Kassoul et al. [49] est adaptée selon les recommandations de l'Eurocode 2 [46]. Elle s'articule autour de l'utilisation des relations de compatibilités de déformations, et les équations d'équilibres des efforts internes de la compression du béton et de traction des armatures.

4.3.1. Courbure à la fin de la phase élastique

L'utilisation de l'état limite de service dans les poutres en béton armé est conditionnée le plus souvent par les contraintes limites dans le béton et dans les armatures. Afin d'éviter des fissures longitudinales et des microfissures, la contrainte de compression dans le béton sera limitée à $k_1 f_{ck}$ ($f_{cd} \leq k_1 f_{ck}$), où généralement $k_1 = 0.6$ [46]. Afin d'éviter les déformations inélastiques, les fissures et les déformations inacceptables, les contraintes de traction dans les armatures seront limitées à $k_3 f_{yk}$ ($f_{yd} \leq k_3 f_{yk}$), dans notre cas $k_3 = 0.8$ [46].

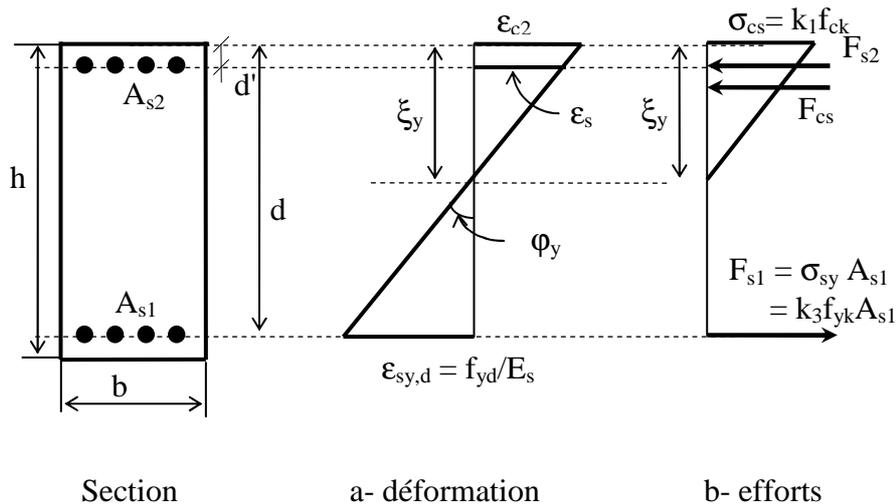


Figure 4.3. Comportement d'une section fléchie d'une poutre en béton armé à l'état limite de service (la fin de phase élastique)

La figure 4.3, représente une section transversale d'une poutre en béton armé doublement armée à l'état limite de service, où ξ_y désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique, d la hauteur utile de la section et d' la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée. D'après la figure 4.3a, la courbure à la fin de la phase élastique est exprimée par:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d(1-\xi_y)} \quad (4.7)$$

et, la déformation dans les armatures comprimées ε_{s2} , s'écrit:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} \frac{k_3 f_{yk}}{E_s} \quad (4.8)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s$, l'équation d'équilibre statique des efforts internes sollicitant la section, dans la figure 4.3b s'écrit :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} k_3 f_{yk} A_{s2} = \sigma_{sy} A_{s1} \quad (4.9)$$

La solution de cette équation, conduit à un polynôme du second degré en fonction de la variable ξ_y , dont la solution acceptable retenue est :

$$\xi_y = \left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right) - \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right)^2 - \frac{2k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} \left(\rho + \frac{d'}{d} \rho' \right)} \quad (4.10)$$

Où $\rho = A_{s1} / bd$ est le pourcentage d'armatures tendues, et $\rho' = A_{s2} / bd$ est le pourcentage d'armatures comprimées.

On détermine ε_{s2} exprimé par la relation (4.8), si $\varepsilon_{s2} \leq f_{yk}/E_s$, on retient la valeur de ξ_y obtenue par (4.10). Dans le cas contraire, les armatures comprimées A_{s2} sont plastifiées en compression, et dans ce cas l'équation (4.9), devient :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + k_3 f_{yk} A_{s2} = k_3 f_{yk} A_{s1} \quad (4.11)$$

Donc, il est évident que :

$$\xi_y = \frac{2k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho - \rho') \quad (4.12)$$

Le moment résistant à la fin de la phase élastique, s'obtient par rapport aux armatures tendues A_{s1} , comme suit :

$$M_y = \frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} \left(d - \frac{1}{3} \xi_y d \right) + d \frac{(\xi_y d - d')}{d(1 - \xi_y)} k_3 f_{yk} A_{s2} (d - d') \quad (4.13)$$

4.3.2. Courbure à l'état limite ultime

A l'état limite ultime, plusieurs considérations préconisées par l'Eurocode 2 sont prises en compte à savoir ; la section reste plane après déformation, le béton tendu est négligé, les contraintes dans le béton et les armatures sont déterminées en (4.1) et (4.6) et les déformations sont limitées à ε_{cu2} dans le béton comprimé et à ε_{ud} dans les armatures tendues.

La figure 4.4 illustre le comportement d'une section transversale non confinée, considérée comme la plus défavorable d'une zone critique d'une poutre en béton armé où ξ_u représente le facteur de la hauteur de la zone comprimée. Afin de déterminer la courbure à l'état limite ultime, on considère deux cas de rupture possible :

- rupture par écrasement des fibres extrêmes du béton,
- rupture par plastification des armatures tendues.

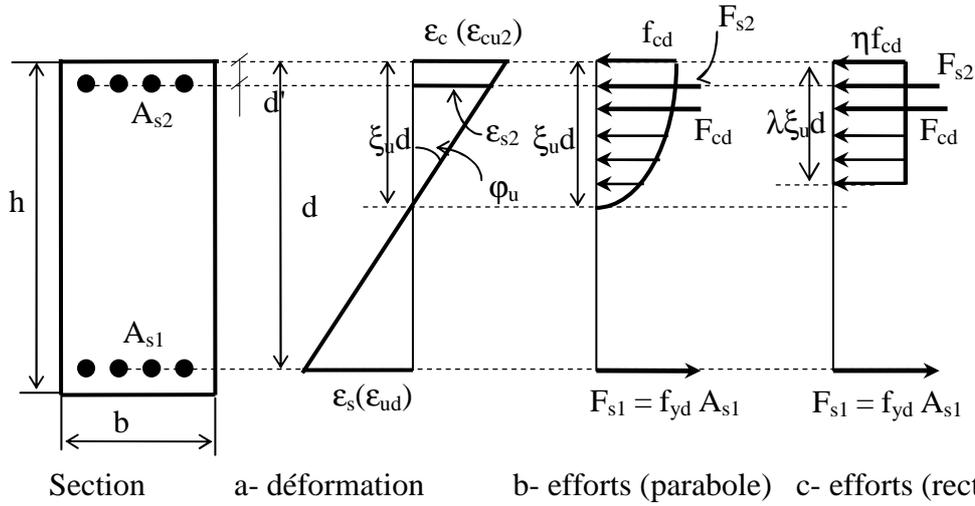


Figure 4.4. Comportement de la section d'une poutre fléchie en béton armé à l'état limite ultime

4.3.2.1. Rupture par écrasement du béton

Dans le cas de rupture par écrasement du béton, la déformation du béton ϵ_c dans les fibres extrêmes supérieures excède la valeur ultime de ϵ_{cu2} ($\epsilon_c \geq \epsilon_{cu2}$), avant que la déformation ϵ_s dans les armatures tendues atteigne ϵ_{ud} ($\epsilon_s < \epsilon_{ud}$).

La courbure à l'état limite ultime, d'après la figure 4.4a, est exprimée par:

$$\varphi_u = \frac{\epsilon_{cu2}}{\xi_u d} \quad (4.14)$$

Supposons que les armatures comprimées A_{s2} restent à l'état élastique, leur déformation ϵ_{s2} , s'obtient:

$$\epsilon_{s2} = \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \epsilon_{cu2} \quad (4.15)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées $\sigma_{s2} = \epsilon_{s2} E_s$, l'équation d'équilibre des efforts internes de compression et de traction, s'écrit:

$$\lambda \xi_u d b \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \epsilon_{cu2} E_s A_{s2} = f_{yd} A_{s1} \quad (4.16)$$

Où λ est le facteur de la hauteur effective de la zone comprimée (figure 4.4c). D'après l'Eurocode 2 [46], il s'exprime par:

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.17)$$

et, η est le facteur de la résistance effective du béton (figure 4.4c). D'après l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004), il s'exprime par :

$$\eta = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.18)$$

La solution de l'équation (4.16), conduit à une expression du second degré variant en fonction de ξ_u , dont la solution acceptable, s'écrit comme suit :

$$\xi_u = \frac{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu2} E_s \rho')}{2\lambda \eta f_{cd}} + \frac{\sqrt{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu2} E_s \rho')^2 + 4\lambda \eta f_{cd} \varepsilon_{cu2} E_s \rho' \frac{d'}{d}}}{2\lambda \eta f_{cd}} \quad (4.19)$$

Le moment résistant à l'état limite ultime par rapport aux armatures tendues, s'exprime par :

$$M_u = \lambda \xi_u db \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda \xi_u d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu2} E_s A_{s2} (d - d') \quad (4.20)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la rupture par écrasement du béton s'obtient, par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (4.14) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (4.7) :

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u} \quad (4.21)$$

4.3.2.2. Rupture par plastification des armatures tendues

Dans le cas de rupture par plastification des armatures tendues, la déformation ultime ϵ_s excède ϵ_{ud} ($\epsilon_s \geq \epsilon_{ud}$) avant que la déformation du béton ϵ_c dans les fibres extrêmes supérieures dépasse la valeur ultime de ϵ_{cu2} ($\epsilon_c < \epsilon_{cu2}$). Dans ce cas, la courbure à l'état limite ultime, d'après la figure 4.4a, s'obtient :

$$\varphi_u = \frac{\epsilon_{ud}}{d(1-\xi_u)} \dots\dots\dots (4.22)$$

et, la déformation dans les armatures comprimées, s'écrit:

$$\epsilon_{s2} = \frac{(\xi_u d - d')}{d(1-\xi_u)} \epsilon_{ud} \dots\dots\dots (4.23)$$

L'équation d'équilibre des efforts internes dans la section de la figure 4.4c, se traduit par

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{d(1-\xi_u)} \epsilon_{ud} E_s A_{s2} = f_{yd} A_{s1} \quad (4.24)$$

La résolution de cette équation (4.24), conduit à une équation du second degré ayant une variable ξ_u , dont la racine physiquement acceptable est :

$$\xi_u = \frac{(\lambda \eta f_{cd} + f_{yd} \rho + \epsilon_{ud} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} - \frac{\sqrt{(\lambda \eta f_{cd} + f_{yd} \rho + \epsilon_{ud} E_s \rho')^2 - 4 \lambda \eta f_{cd} \left(f_{yd} \rho + \epsilon_{ud} E_s \rho' \frac{d'}{d} \right)}}{2 \lambda \eta f_{cd}} \quad (4.25)$$

On détermine la valeur de ϵ_{s2} par la relation (4.23) et on vérifié, si, $-f_{yd}/E_s \leq \epsilon_{s2} \leq f_{yd}/E_s$, on retient la solution (4.25) pour ξ_u . Par ailleurs, lorsque $\epsilon_{s2} < -f_{yd}/E_s$, les armatures supérieures A_{s2} sont plastifiées en compression, et l'équation (4.24) devient :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} + f_{yd} A_{s2} = f_{yd} A_{s1} \quad (4.26)$$

Et, leur racine ξ_u s'écrit :

$$\xi_u = \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}} (\rho - \rho') \quad (4.27)$$

Or si, $\varepsilon_{s2} > f_{yd}/E_s$, les armatures supérieures A_{s2} sont plastifiées en traction, et l'équation (4.24) devient :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} - f_{yd} A_{s2} = f_{yd} A_{s1} \quad (4.28)$$

Où, il est évident que ξ_u s'écrit :

$$\xi_u = \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}} (\rho + \rho') \quad (4.29)$$

Le moment résistant à l'état limite ultime par rapport aux armatures tendues, s'exprime par :

$$M_u = \lambda \xi_{ud} db \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda \xi_u d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{d(1 - \xi_u)} \varepsilon_{ud} E_s A_{s2} (d - d') \quad (4.30)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la plastification des armatures tendues, est exprimé par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (4.22) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (4.7), et il s'écrit :

$$\mu_{\phi s} = \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{(1 - \xi_u)} \quad (4.31)$$

4.3.3. Facteur de ductilité conventionnelle en courbure

Pour une section d'une poutre sollicitée en flexion simple, le facteur de ductilité conventionnelle en courbure disponible correspond à la valeur minimale entre les deux relations (4.21) et (4.31), d'où :

$$\mu_{\phi} = \min \left(\frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u}, \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{(1 - \xi_u)} \right) \quad (4.32)$$

4.3.4. Etapes d'évaluation du facteur de ductilité en courbure

Pour une section transversale d'une poutre en béton armé sollicitée en flexion simple de largeur b , de hauteur utile d et d'enrobage d' ; conçue avec un béton de résistance f_{ck} , et d'armature de résistance f_{yk} . Les sections d'armatures tendues A_{s1} et comprimées A_{s2} sont déterminées à l'état limite ultime de résistance et vérifiées à l'état limite service. L'organigramme de la figure 4.5, illustre les étapes à suivre pour l'évaluation ou la vérification du facteur de ductilité en courbure disponible. Dans le cas d'un facteur de ductilité en courbure minimal (requis), l'utilisation inverse d'un organigramme similaire, permet de déterminer le pourcentage d'armature ρ correspondant.

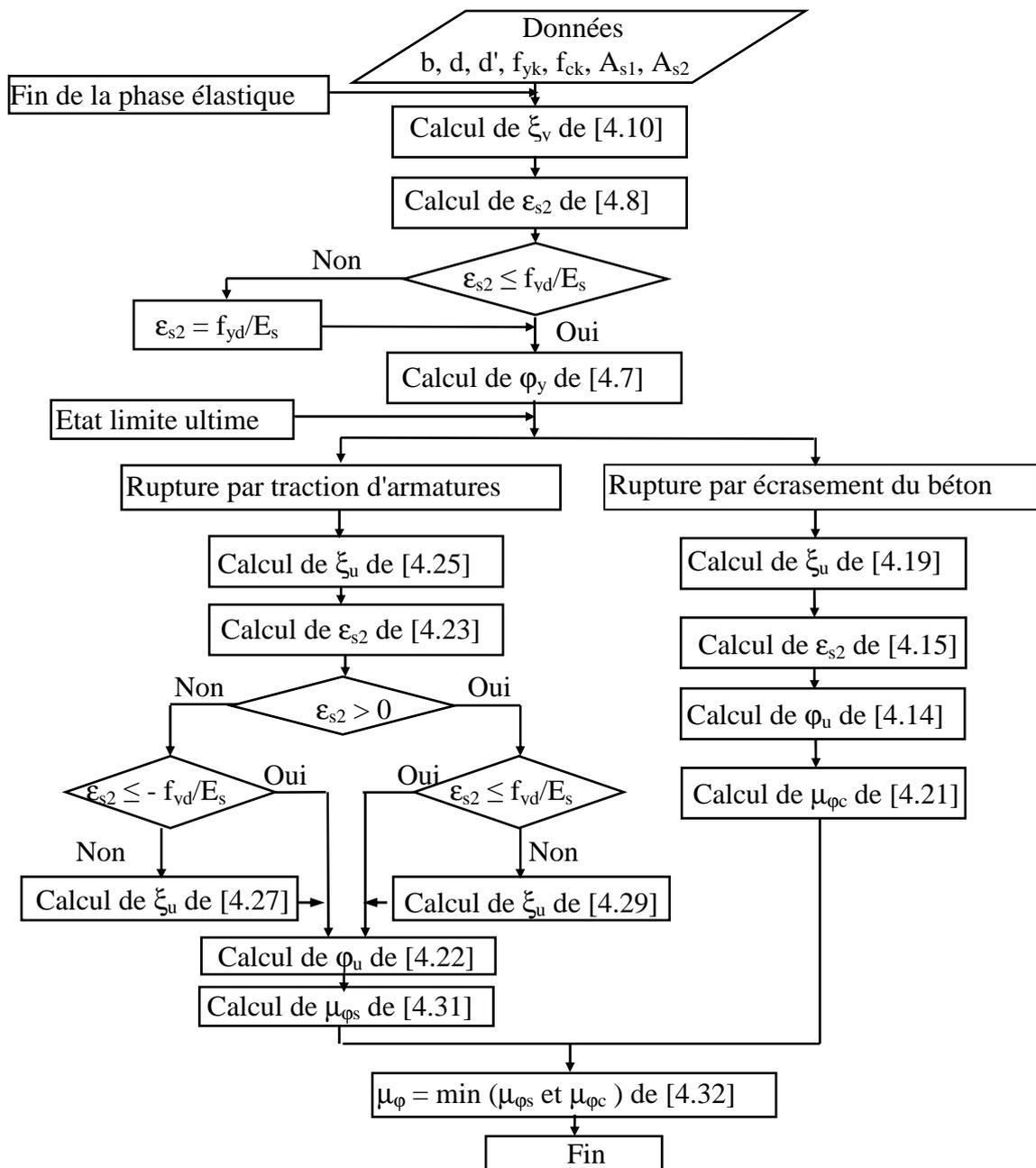


Figure 4.5 : Organigramme d'évaluation du facteur de ductilité en courbure.

4.4. CRITERE DE DUCTILITE LOCALE

Il est très utile d'illustrer la vision de l'Eurocode 8 [4] vis-à-vis de la ductilité locale dans le dimensionnement des sections des poutres dissipatives d'énergie en béton armé. Dans les longueurs critiques prévues pour la formation des rotules plastiques des poutres, l'Eurocode 8 exige, en outre des détails constructifs assez spéciaux, des résistances appropriées du béton et des aciers utilisés ainsi qu'une ductilité locale suffisante. En effet, il offre un lien direct entre la ductilité locale et la ductilité globale, en proposant des valeurs minimales pour μ_ϕ (noté $\mu_{\phi, \min}$) en fonction du coefficient du comportement des structures q_0 . En conséquence, il recommande que le facteur de ductilité en courbure disponible, dans les poutres, devrait être supérieur ou égal à la valeur minimale obtenue par les deux expressions suivantes [4]:

$$\mu_{\phi, \min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} & \text{si } T_1 < T_C \end{cases} \quad (4.32)$$

Où T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre, ainsi que q_0 est le coefficient du comportement des structures, d'après l'Eurocode 8 (prEN 1998-1, 2003E), exprimé par :

- $q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1$ pour la classe de ductilité moyenne (DCM)
- $q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$ pour la classe de haute ductilité (DCH)

Avec α_u / α_1 égal à 1,1 pour les constructions en portiques à un seul étage, et à 1.3 pour les constructions à plusieurs étages et plusieurs travées. En général, ce coefficient q_0 varie entre 3 et 6 et le facteur de ductilité en courbure minimal $\mu_{\phi, \min}$ correspondant varie entre 6 et 12 [48].

D'autre part, ce code intègre le respect de la ductilité explicitement dans la vérification du pourcentage maximal des armatures tendues ρ_{\max} (prEN 1998-1, 2003) ; où il stipule que la valeur de ρ obtenue par le calcul en capacité devrait être inférieure ou égale à ρ_{\max} , exprimée par l'expression ci-dessous :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (4.33)$$

En outre, le pourcentage d'armatures comprimées ρ' doit être égal au moins à la moitié du pourcentage des armatures tendues ρ , $\rho' \geq 0.5\rho$

4.5. CONCLUSION

En vue de déterminer la ductilité locale dans les sections transversales des poutres dissipatives, une méthodologie a été développée en tenant compte des spécificités de l'Eurocode 2, concernant les lois de comportements du béton et de l'acier. La méthode analytique présentée permet de déterminer le facteur de ductilité en courbure disponible en considérant deux cas de rupture, à savoir : rupture par écrasement du béton et celle par plastification des armatures tendues. De plus, elle permet de trouver le pourcentage d'armatures tendues convenable pour une ductilité donnée. Cette méthode sera utilisée dans le chapitre 5.

CHAPITRE 5:
QUANTIFICATION ET ANALYSE
DU CRITERE DE LA DUCTILITE
DES STRUCTURES AUTOSTABLES

5.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre c'est la quantification de la ductilité des structures auto stables dimensionnées selon le RPA99/v2003. Pour la réalisation de cet objectif, on commence avec l'identification de quatre structures de différents étages qui répond aux critères du règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003). Ensuite, on passe par une étape qui nous permet d'examiner les critères de la résistance de ces structures à savoir : la période de la structure, l'effort tranchant à la base, les déplacements relatifs et les poutres faibles – poteaux forts. Par la suite, on aborde le but principal de ce chapitre qui est l'évaluation du facteur de la ductilité en utilisant la méthode statique progressive non linéaire (push over) développée dans le chapitre 3. A la fin de ce chapitre, on réalise la validité de ces facteurs de ductilité globale par la vérification du critère de ductilité locale préconisée par l'Eurocode 8 décrite dans le chapitre 4.

5.2. IDENTIFICATION DES STRUCTURES

Pour la quantification des facteurs de ductilités globale et locale, quatre structures contreventées par portiques auto stables en béton armé ont été identifiées. Ces structures répondent soigneusement aux critères de la régularité en plan et en élévation ainsi que la distribution des masses. Elles sont dimensionnées selon les codes Algériens en vigueur à savoir, les règles parasismiques (RPA99/v2003, 2003) et le code du béton CBA 93 (CBA 93, 2004).

5.2.1. La structure BN1

La première structure est un bâtiment d'un seul niveau (BN1). Elle est implantée dans une zone de forte sismicité (zone III), de sol rocheux et de groupe d'usage d'utilisation (1B). Les données nécessaires de cette structure sont représentées sur la Figure 5.1 et le tableau 5.1.

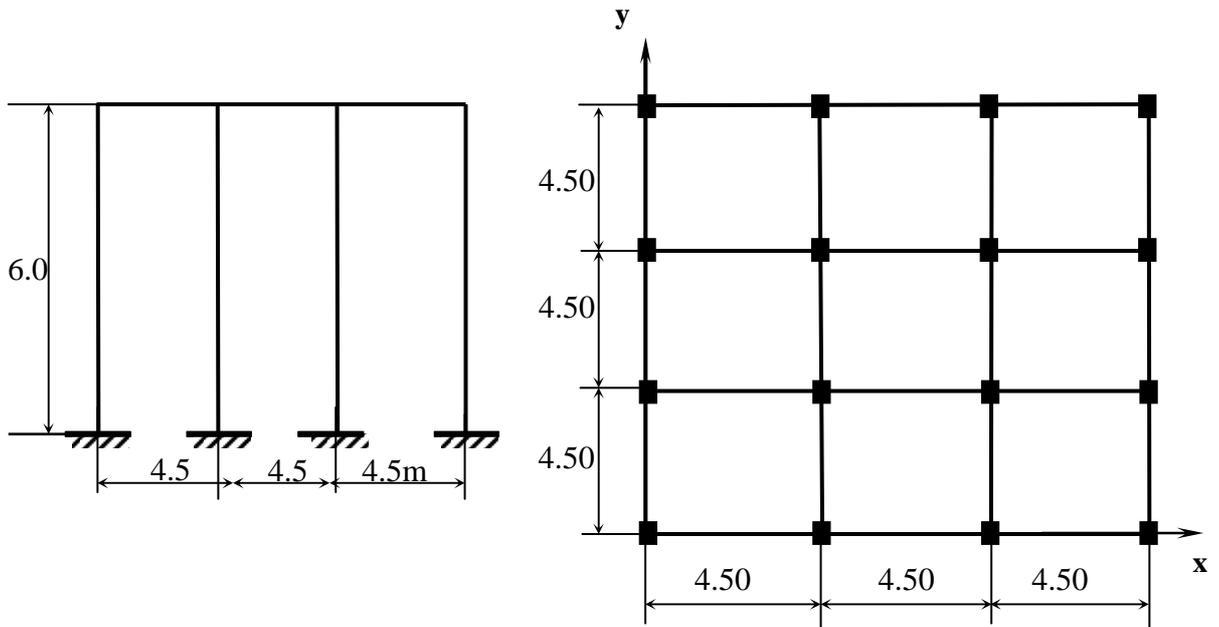


Figure 5.1: Détail du bâtiment à un niveau ($N = 1$)

Tableau 5.1 : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure $N = 1$

	Etages	Dimension (bxh)	A(cm ²)	A'(cm ²)	Ferrailages réels
POTEAUX	1	50 x 50	20,60		4 HA20+4 HA 16
POUTRES SENS X	1	30 x 45	6,88	4,58	3 HA14+2 HA12
POUTRES SENS Y	1	30 x 40	5,65	3,768	5HA 12

5.2.2. La structure BN3

La deuxième structure est un bâtiment trois niveaux(BN3), qui sera construit dans une zone de moyenne sismicité (zone II), sol ferme, et de même groupe d'usage que la structure précédente (Figure 5.2 et tableau 5.2).

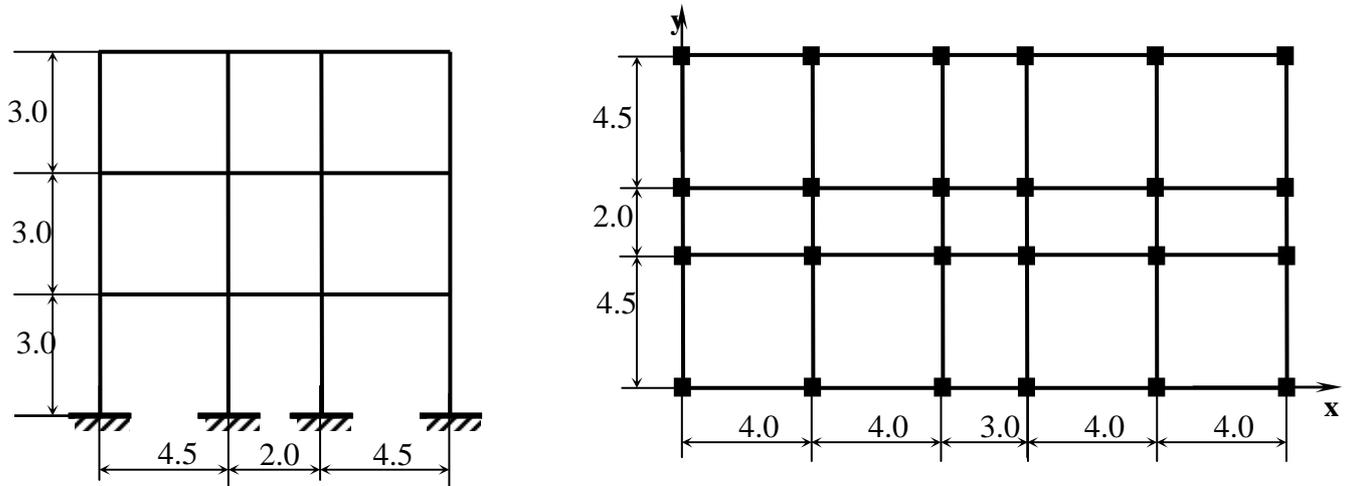


Figure 5.2. Détail du bâtiment à 3 niveaux ($N = 3$)

Tableau 5.2. Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure $N = 3$

	Etages	Dimension (bxh)	A(cm ²)	A' (cm ²)	Ferrailages réels
POTEAUX	3	35 x 35	14.19		4HA16+4HA14
	2	35 x 35	20.60		4HA20+4HA16
	1	40 x 40	25.12		8HA20
POUTRES SENSX	3	30 x 30	4,98	3,32	3HA12+2HA10
	2	30 x 30	4,98	3,32	3HA12+2HA10
	1	30 x 30	5,65	3,77	5HA12
POUTRES SENSY	3	30 x 30	6,03	4,02	3HA16
	2	30 x 30	6,88	4,59	3HA14+2HA12
	1	30 x 30	7.69	5.13	5HA14

5.2.3. La structure BN5

La troisième structure est un bâtiment à cinq niveaux (BN5), à usage d'habitation (groupe d'usage 2), implanté dans une zone de faible sismicité (zone I) et de sol meuble. Les données géométriques sont illustrées sur la Figure 5.3 et le tableau 5.3.

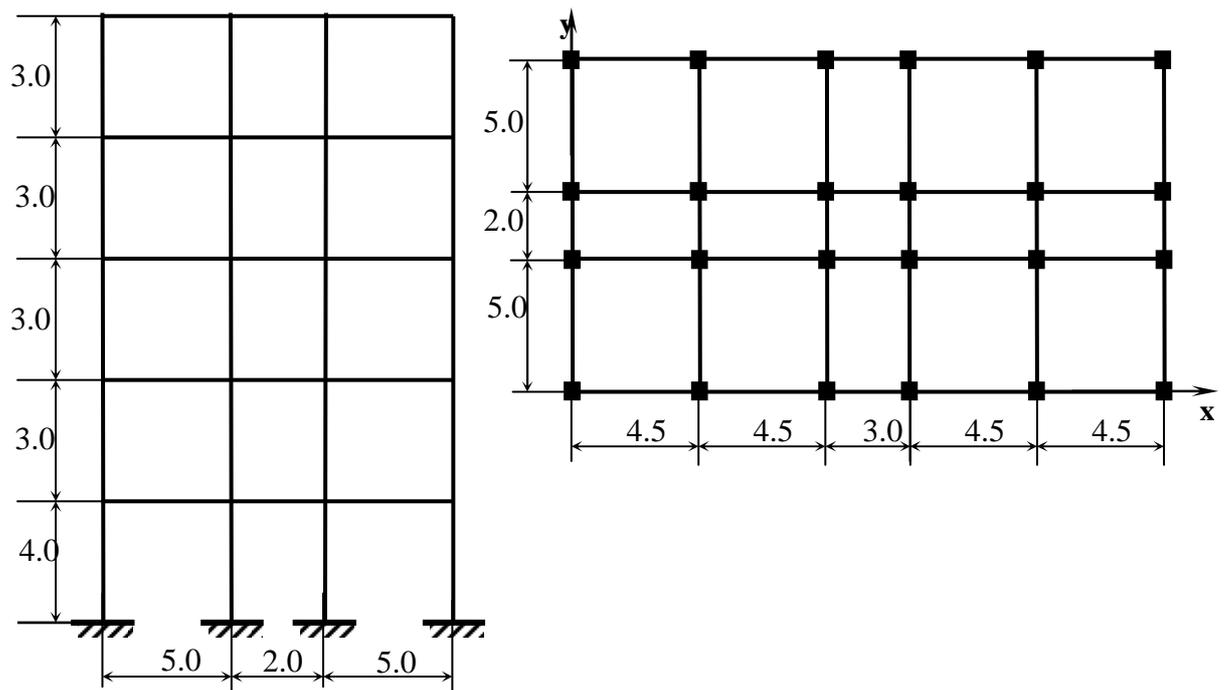


Figure 5.3 : Détail du bâtiment à 5 niveaux ($N = 5$)

Tableau 5.3. Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres de la structure $N = 5$

	Etages	Dimension (b x h)	A (cm ²)	A' (cm ²)	Ferrillages réels
POTEAUX	5	35 X 35	16.08		8HA16
	4	40 X 40	20.60		4HA16+4HA20
	3	40 X 40	25.14		8HA20
	2	45 X 45	25.14		8HA20
	1	45 X 45	39.25		8HA25
POUTRES SENS X	5	30 X 35	4,98	3,32	2HA12+2HA10
	4	30 X 35	4,98	3,32	3HA12+2HA10
	3	30 X 35	5,65	3,77	5HA12
	2	30 X 35	5,65	3,77	5HA12
	1	30 X 35	6,03	4,02	3HA16
POUTRES SENS Y	5	30 X 40	5,15	3,43	2HA16+1HA12
	4	30 X 40	5,15	3,43	2HA16+1HA12
	3	30 X 40	5,56	3,71	2HA16+1HA14
	2	30 X 40	5,56	3,71	2HA16+1HA14
	1	30 X 40	6,03	4,02	3HA16

5.2.4. La structure BN7

La quatrième structure c'est un bâtiment à sept niveaux (BN7). La figure 5.4 et le tableau 5.4 montrent les données utilisées (zone I, groupe d'usage3, sol ferme).

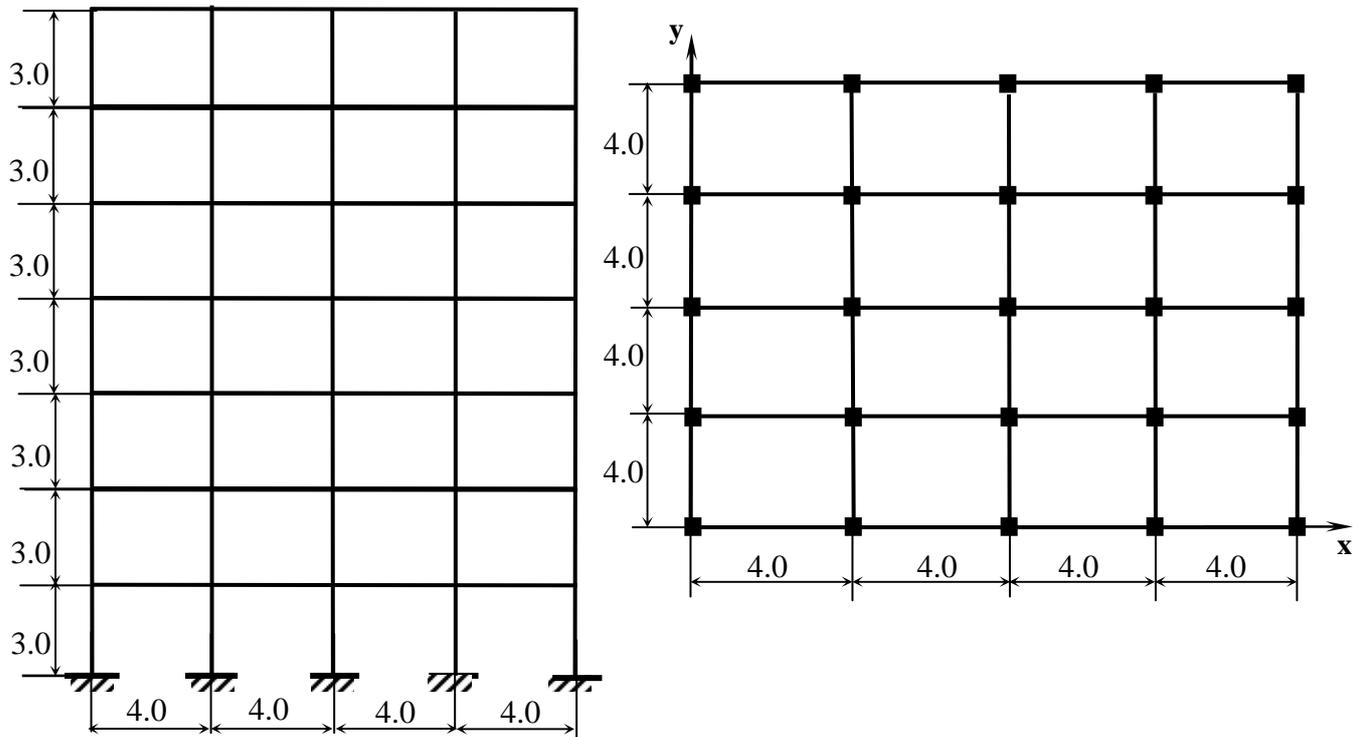


Figure 5.4 : Détail du bâtiment à 7 niveaux ($N = 7$)

Tableau 5.4. Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres de la structure $N = 7$

	Etages	Dimension (bxh)	A(cm ²)	A' (cm ²)	Ferrillages réels
POTEAUX	7	35 X 35	9.04		8HA12
	6	35 X 35	12.31		8HA14
	5	40 X 40	14.19		4HA16+4HA14
	4	40 X 40	18.71		4HA20+4HA14
	3	45 X 45	18.71		4HA20+4HA14
	2	45 X 45	25.12		8HA20
	1	50 X 50	27.67		4HA25+4HA16
POUTRES SENS-X	7	30 X 45	6,03	4,02	3HA16
	6	30 X 45	6,03	4,02	3HA16
	5	30 X 45	7,69	5,13	5HA14
	4	30 X 45	7,69	5,13	5HA14
	3	30 X 45	8,28	5,52	3HA16+2HA12
	2	30 X 45	8,28	5,52	3HA16+2HA12
	1	30 X 45	9,11	6,07	3HA16+2HA14
POUTRES SENS Y	7	30 X 40	5,56	3,71	2HA16+1HA14
	6	30 X 40	5,56	3,71	2HA16+1HA14
	5	30 X 40	5,65	3,77	5 HA12
	4	30 X 40	5,65	3,77	5 HA12
	3	30 X 40	6,03	4,02	3HA16
	2	30 X 40	6,03	4,02	3HA16
	1	30 X 40	6,88	4,59	3HA14+2HA12

5.3. CRITERE DE LA RESISTANCE ET LA SECURITE DES STRUCTURES IDENTIFIEES

Afin d'éviter un comportement élastique ou fragile de nos structures sélectionnées, il est fondamentale de vérifier quelques critères exigés par le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 à savoir la période fondamentale, le déplacement inter étage et l'effort tranchant à la base.

5.3.1. Période de la structure

Les règles parasismiques Algériens exigent que la période du premier mode T de la structure estimée par la structure à partir des méthodes numériques (ETABS), ne dépasse plus de 30 % de la période fondamentale exigée. D'après le RPA99/V-2003, cette période fondamentale est exprimée par la formule empirique suivante :

$$T_F = C_T (h_N)^{3/4} \quad (5.1)$$

Où

C_T est un coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage (donnée par RPA2003 /v2003). Ce coefficient est égal à 0.075 pour les systèmes à portique auto stable sans remplissage en maçonnerie. h_N est la hauteur totale de la structure.

Les périodes caractérisant les quatre structures identifiées sont déterminées et résumées dans le tableau 5.5. Ce tableau montre une comparaison entre les périodes numériques (T_N) correspondant au premier mode déterminé par l'analyse dynamique linéaire et la période fondamentale (T_F) déterminée par la formule (5.1) préconisé par RPA99/v2003, pour chaque structure. D'après les valeurs des périodes obtenues, on constate clairement que les périodes numériques (T_N) sont strictement inférieures aux périodes fondamentales (T_F) majorées par 30 %, et qui sont strictement supérieures aux périodes de coin T_C de type II.

D'ici, on peut conclure que les périodes de nos structures sélectionnées répondent largement au critère de la période préconisé par les règles parasismique Algérienne (RPA99/v2003).

Dans le critère de ductilité locale, seul la période de coin type II sera considéré.

Où

T_C (période de coin) : c'est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante, il se prend les valeurs qui montrent dans le tableau 3.3 du §3.2.2.2 de Euro code-8

Tableau 5.5 : Comparaison des périodes réelles et fondamentales

Structure	Type de sol	C _T	h _N	T _F (fondamentale)	T _N (ETABS)	1.3x T _F	T _C (EC8) Type 1	T _C (EC8) Type2
N=1	meuble	0,075	6	0,288	0,295	0,374	0.5	0.25
N=3	ferme	0,075	9	0,390	0,395	0,507	0.5	0.25
N=5	meuble	0,075	16	0,600	0,6330	0,780	0.6	0.25
N=7	ferme	0,075	21	0,736	0,849	0,956	0.5	0.25

L'avantage de comparer T_F avec T_C sera utilisé dans l'analyse du critère de la ductilité locale par la suite.

5.3.2. Effort tranchant à la base

Le règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003) préconise que la force sismique déterminée par la méthode dynamique doivent être au moins égale à 80 % de celle calculées par la méthode statique équivalente, donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (5.2)$$

A : coefficient d'accélération des zones,

D : facteur d'amplification dynamique,

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

W : le poids total de la structure

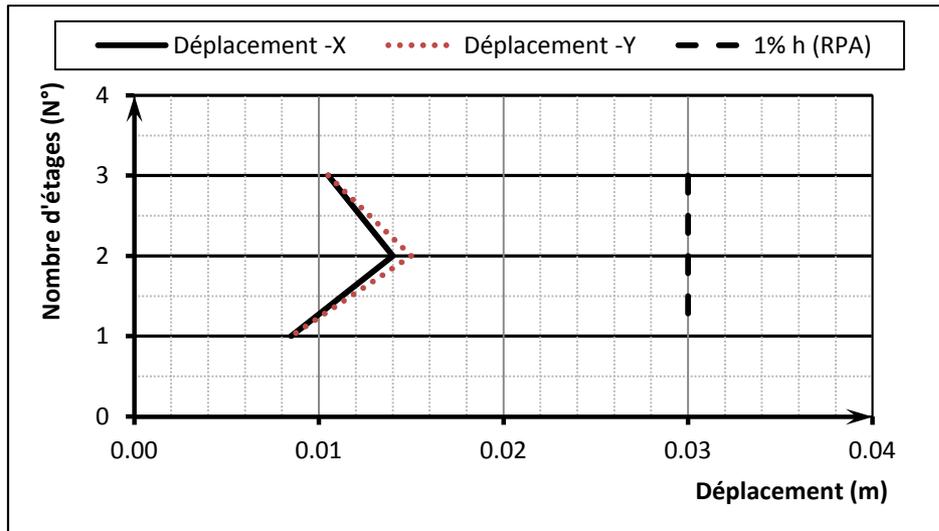
Les efforts sismiques appliqués à la base des quatre structures sélectionnées sont groupées dans le tableau 5.6. Ce tableau montre une confrontation entre la force sismique déterminée par la méthode dynamique linéaire (F_D) et la force sismique équivalente (V) calculée par la formule (5.2) préconisée par RPA99/v2003, pour les deux sens de chaque structure. D'après ce tableau, on observe clairement que les forces dynamiques (F_{Dx} et F_{Dy}) sont strictement inférieures aux forces sismiques (V) du RPA99/v2003 minorées par 20 %. D'ici, on peut conclure que les exigences du règlement RPA99/v2003 concernant l'effort tranchant à la base sont largement respectés dans la conception de nos structures.

Tableau 5.6 : Comparaison des forces sismiques à la base déterminées par les méthodes dynamique et statique équivalente

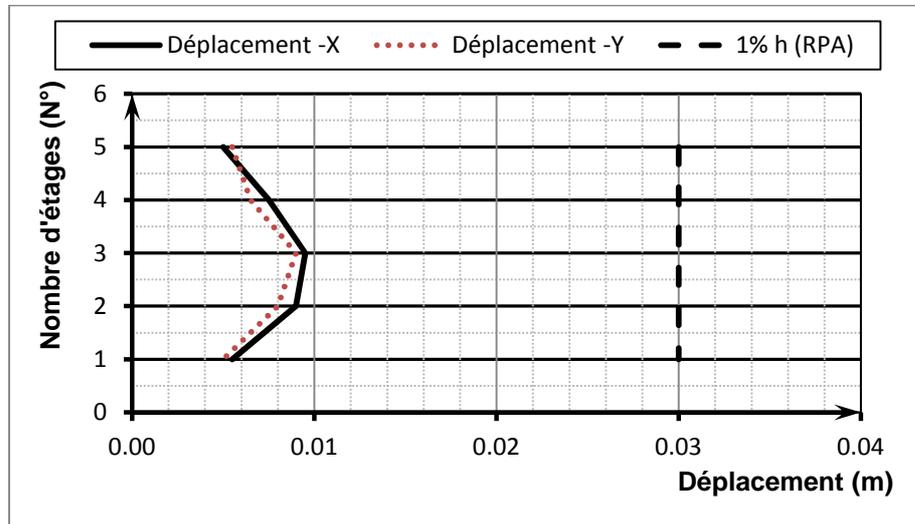
Structure de niveau N	N=1	N=3	N=5	N=7
A	0,30	0,15	0,10	0,10
D	2,34	2,34	2,07	1,81
Q	1,10	1,10	1,10	1,10
R	5,00	5,00	5,00	5,00
Wi	1 922,63	7 860,89	12 008,99	16 338,47
V RPA [KN]	296,658	606,64	547,12	649,74
0,8 .V (RPA) [KN]	237,326	485,31	437,70	519,79
Fdx (ETABS) [KN]	349,82	645,63	1 377,88	666,54
Fdy (ETABS) [KN]	349,82	643,81	1 434,56	666,54

5.3.3. Déformabilité de la structure

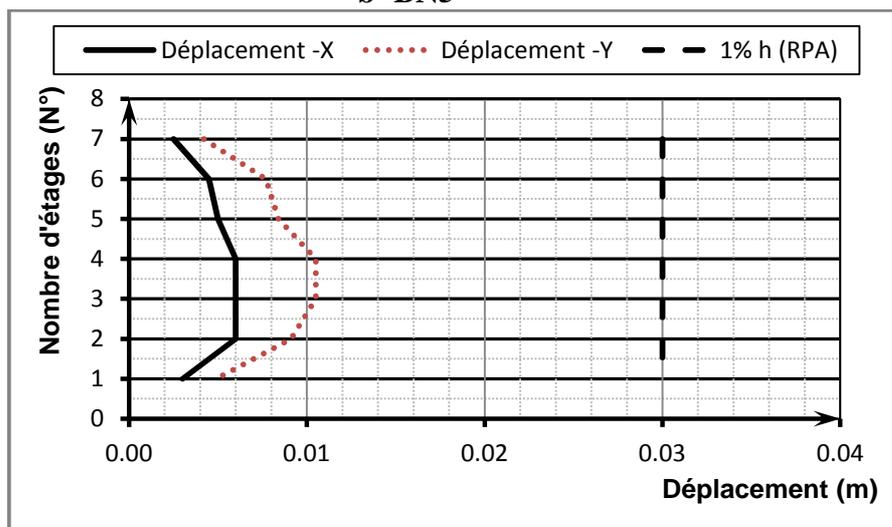
Le critère de la déformabilité d'une structure est généralement identifié par le déplacement inter étage. D'après le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 [], le déplacement inter étage réel déterminé par l'analyse dynamique linéaire ne doit pas dépasser le 1% de la hauteur de l'étage considéré de la construction. La figure 5.5 (a, b, c) esquisse clairement la flexibilité réelle de toutes les structures considérées (BN3, BN5, BN7). D'après les parties de cette figure, on remarque que les courbes de déplacement inter étages réelles sont largement inférieures aux courbes identifiant le déplacement limite exigée par RPA99/v2003. En conséquence, la déformabilité de nos bâtiments est bien assurée comme stipule le code RPA99/v2003.



a- BN3



b- BN5



c- BN7

Figure 5.5. Diagramme de déplacement inter étage des bâtiments

D'après l'analyse du critère de la résistance des quatre structures identifiées, on peut conclure que les conditions exigé par RPA 99/V-2003 sont largement respectées à savoir :

- La période T_f est vérifiée c'est à dire que le phénomène de la résonance est éloignée.
- le déplacement inter-étage est vérifié.
- L'effort tranchant à la base.

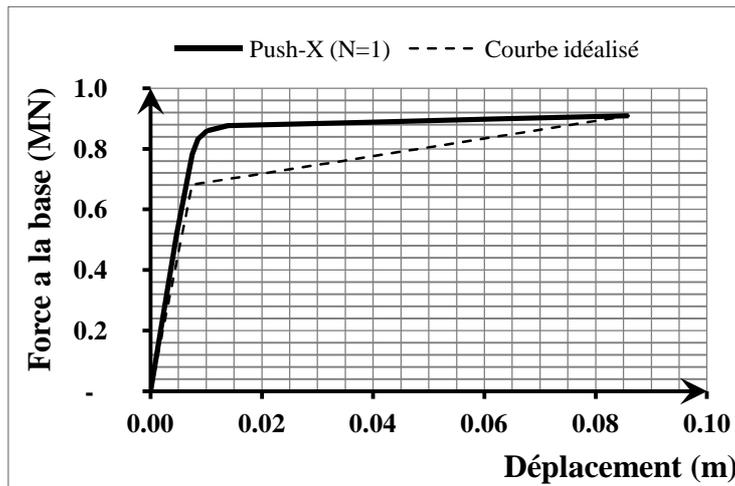
D'ici, on peut éloigner une rupture fragile de nos structures sélectionnées. Dans la suite , on vas discuter l'indice de ductilité de nos structures.

5.4. QUANTIFICATION DES FACTEURS DE DUCTILITES GLOBALES

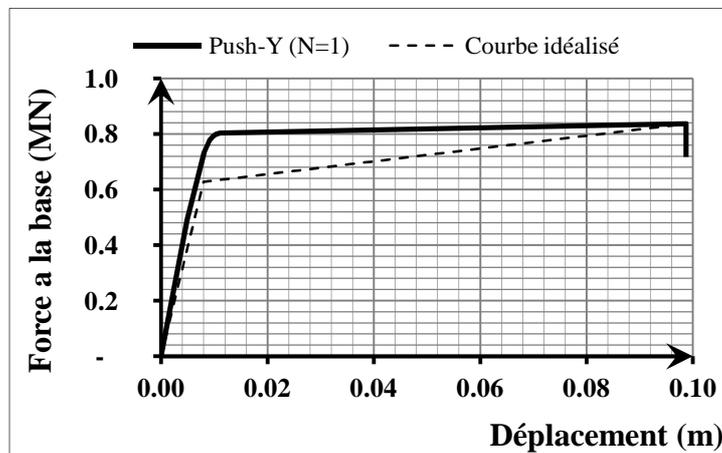
Pour l'évaluation du facteur de ductilité globale des structures identifiées, on utilise la méthode décrite dans le chapitre 3. Les résultats en termes de forces – déplacements obtenus par la méthode statique non linéaire progressive (push-over), pour les deux directions longitudinale et transversale de chaque bâtiment, sont illustrées dans les figures 5.6 (a, b), 5.7 (a, b), 5.8 (a, b), 5.9 (a, b).

5.4.1. La structure BN1

La figure 5.6a montre la courbe de capacité Force - déplacement dans le sens longitudinale (sens-x) pour le bâtiment BN1, le facteur de la ductilité globale ou de déplacement μ_{Δ} égale à 11.45 lorsque le déplacement cible Δ_u atteint à 0.09m et le déplacement correspondant à 0.75V égal à 0.008m. Ce facteur μ_{Δ} reste bien supérieur à celui adopté par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8. La même observation peut être enregistrée pour la figure 5.6b correspondant au sens transversal de la même structure. Les valeurs de la ductilité globale pour la structure BN1 sont récapitulées dans le tableau 5.7.



a-sens longitudinal (push -X)



b-sens transversal (push -Y)

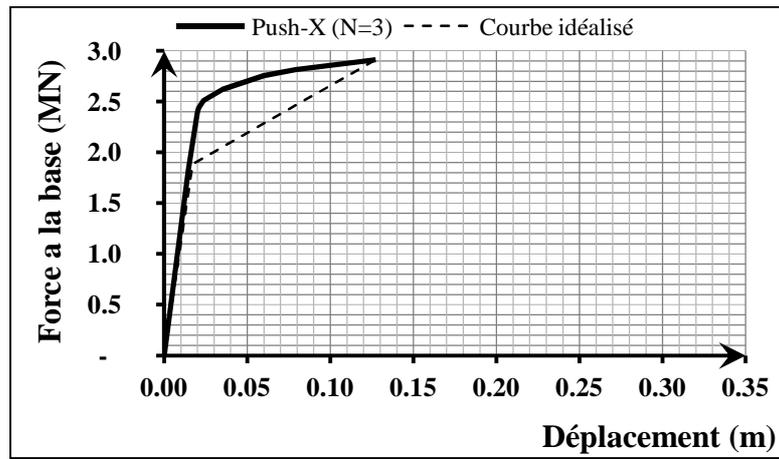
Figure.5.6: Diagramme Force -Déplacement du bâtiment (BN1)

Tableau 5.7 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN1)

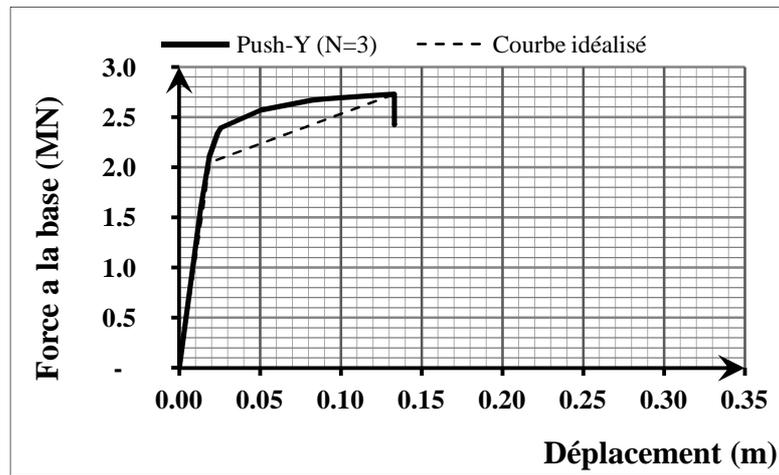
Structure	Sens	Déplacement (plastique)	Déplacement (élastique 0.75 V)	Ductilité globale μ_{Δ}
1 étage	EX	0,09	0,008	11,45
	EY	0,10	0,008	12,34

5.4.2. La structure BN3

D'après la figure 5.7a, le facteur de la ductilité globale ou de déplacement μ_{Δ} pour le sens longitudinal du bâtiment BN3 égale à 6.5 lorsque le déplacement cible Δ_u atteint à 0.13m et le déplacement correspondant à 0.75V égal à 0.02. Ce facteur μ_{Δ} reste bien supérieur à celui adopté par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8. La même observation peut être enregistrée pour la figure 7b correspondant au sens transversal de la même structure. Les valeurs de la ductilité globale pour la structure BN3 sont récapitulées dans le tableau 5.8.



a- Sens longitudinal (push-X)



b- Sens transversal (push-Y)

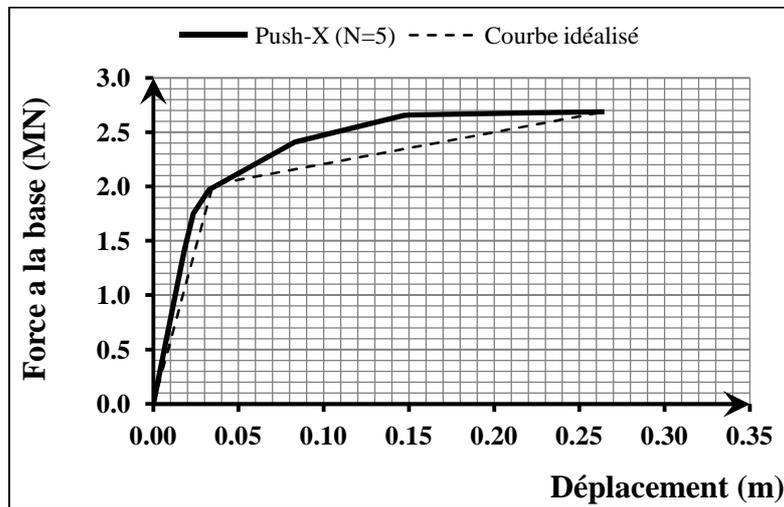
Figure.5.7: Diagramme Force –Déplacement du bâtiment (BN3)

Tableau 5.8 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN3)

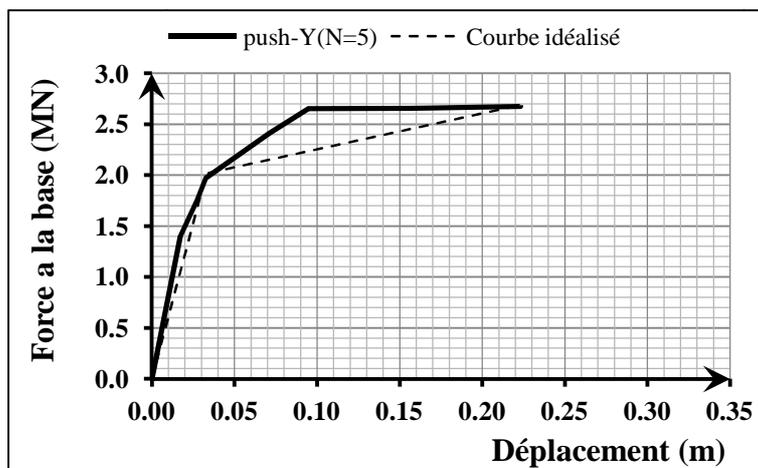
Structure	Sens	Déplacement (plastique)	Déplacement (élastique 0.75 V)	Ductilité globale μ_{Δ}
3 étages	EX	0.130	0.020	6.50
	EY	0.135	0.022	6.10

5.4.3. La structure BN5

Pour la troisième structure (BN5), la Figure 5.8 (a, b) pour les deux directions transversale et longitudinale montre que le facteur de ductilité globale ou de déplacement varie entre 8.12 dans le sens x (Figure 5.8a) et de 7.34 dans le sens y (Figure 5.8b), et qui restent toujours supérieurs à ceux adoptés par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8. Le tableau 5.9 résume ces résultats discutés.



a-sens longitudinal (push -X)



b-sens transversal (push-Y)

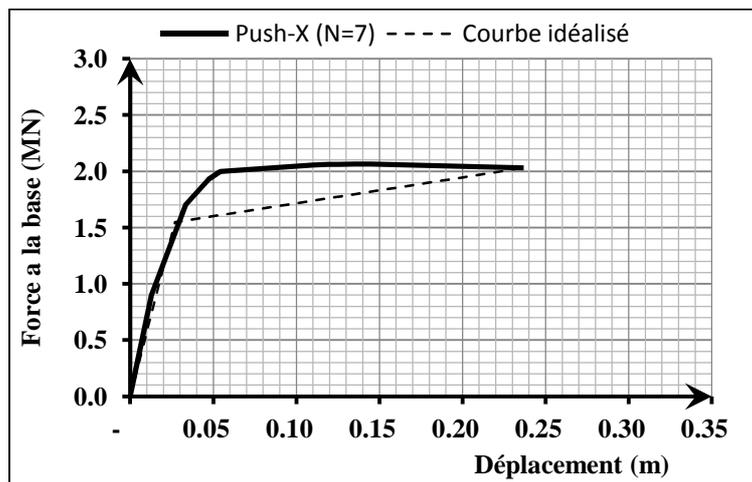
Figure 5.8: Diagramme Force -Déplacement du bâtiment (BN5)

Tableau 5.9 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN5)

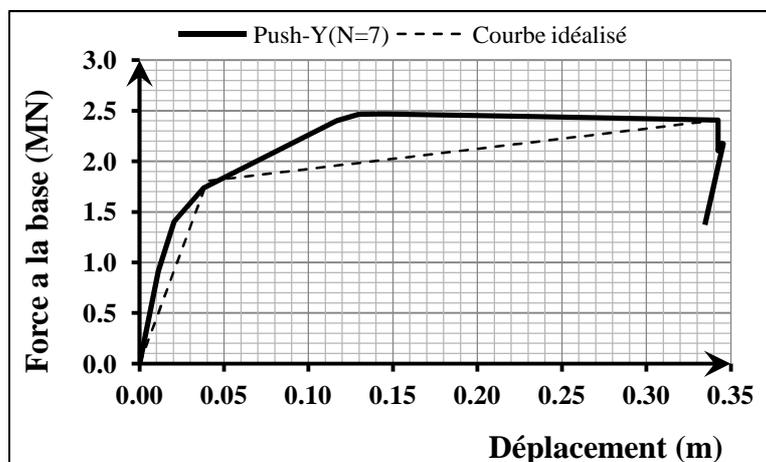
Structure	Sens	Déplacement (plastique)	Déplacement (élastique 0.75 V)	Ductilité
5 étages	EX	0,26	0,032	8.12
	EY	0,22	0,03	7.34

5.4.4. La structure BN7

D'après la figure 5.9a, le facteur de la ductilité μ_{Δ} pour le bâtiment à sept étages (BN7) est égal à 8.00 lorsque le déplacement cible Δ_u devient proche de 0.24 et le déplacement correspondant à 0.75V égal à 0.035. Ce facteur μ_{Δ} reste toujours supérieur à celui adopté par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8. La même observation peut être enregistrée pour la figure 5.9b correspondant au sens transversal de la même structure, où on enregistre $\mu_{\Delta} = 8.50$. Les valeurs de la ductilité globale pour la structure BN7 sont montrées dans le tableau 5.10. Il est noté ici que ces facteurs restent bien supérieurs à ceux adoptés par RPA99/v2003 et de l'EC8.



a-sens longitudinal (push -X)



b-sens transversal (push -Y)

Figure 5.9: Diagramme Force -Déplacement du bâtiment (BN7)

Tableau 5.10 : facteur de ductilité globale dans la structure (BN7)

Structure	Sens	Déplacement (plastique)	Déplacement (élastique .75V)	Ductilité
7 étages	EX	0,24	0,035	8,0
	EY	0,34	0,04	8,5

La quantification des facteurs de ductilités globales des structures identifiées a montré que ces facteurs varient entre 6 pour la structure de trois étages à 8.5 pour la structure à sept étages, ces valeurs restent dans sa totalité plus élevées aux valeurs préconisées par les codes sismiques pour ce type de contreventement.

5.5. EVALUATION DES FACTEURS DE DUCTILITES LOCALES

Les facteurs de ductilités en courbure disponible ou locale des éléments (poutres) des structures identifiées dans le paragraphe § 5.2., sont déterminés en utilisant la procédure décrite dans le chapitre 4. Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 5.10 à 5.13.

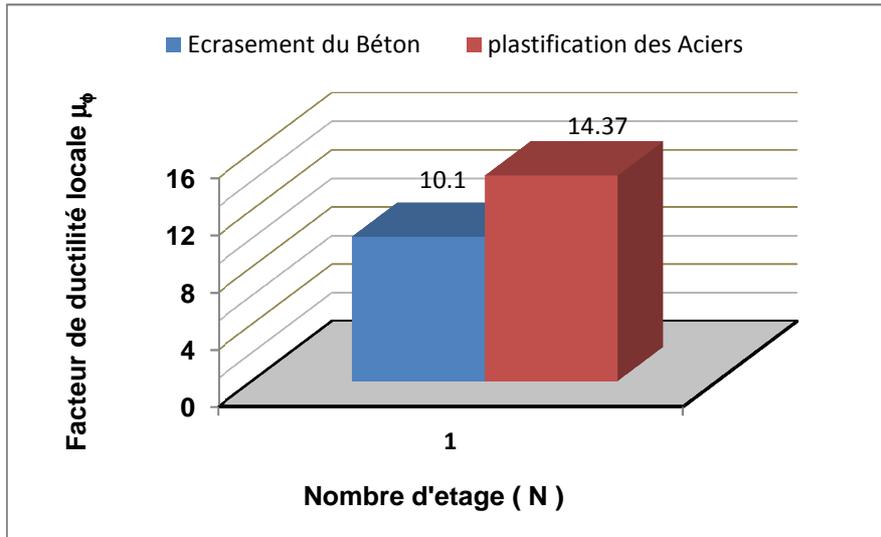
5.5.1. La structure BN1

La figure 5.10a présente la variation entre les facteurs de ductilités en courbures disponibles de la structure BN1, dans les deux cas d'échec de la section, par écrasement du béton et par plastification des armatures. D'après cette figure, on remarque que le facteur de la ductilité locale déterminé dans le cas d'échec par écrasement du béton ($\mu_{\phi c}$) qui est inférieur à celui déterminé dans le cas d'échec par plastification des armatures ($\mu_{\phi s}$)

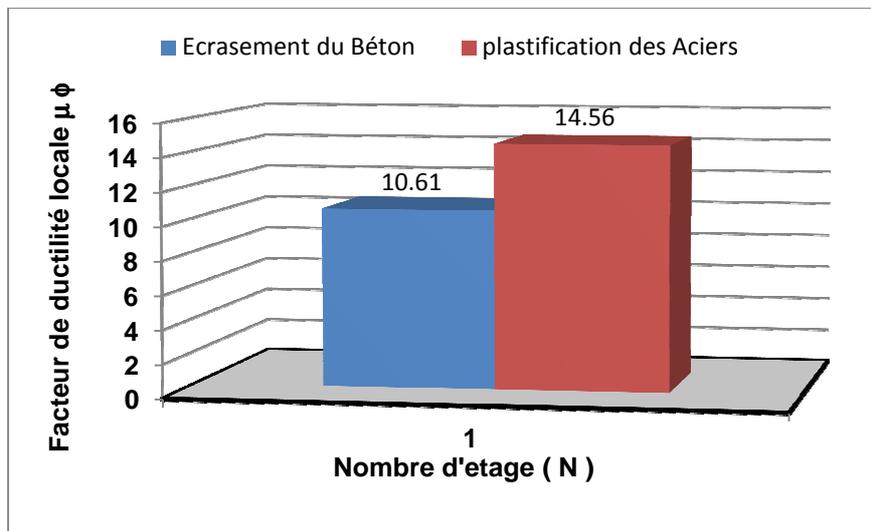
Concernant le sens transversal représenté dans figure 5.10b et le tableau 5.11, le même constat est enregistré. Le facteur de la ductilité locale par écrasement du béton ($\mu_{\phi c}$) est strictement inférieur à celui par plastification des armatures ($\mu_{\phi s}$).

Tableau 5.11 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure

	Etage	$\mu_{\phi c}$ - écrasement du béton	$\mu_{\phi s}$ -plastification des armatures	$\mu_{\phi c} / \mu_{\phi s}$ (%)
SENS- X	1	10,11	14,37	70,37
SENS -Y	1	10,61	14,56	72,86



b-Sens-X



b-Sens-Y

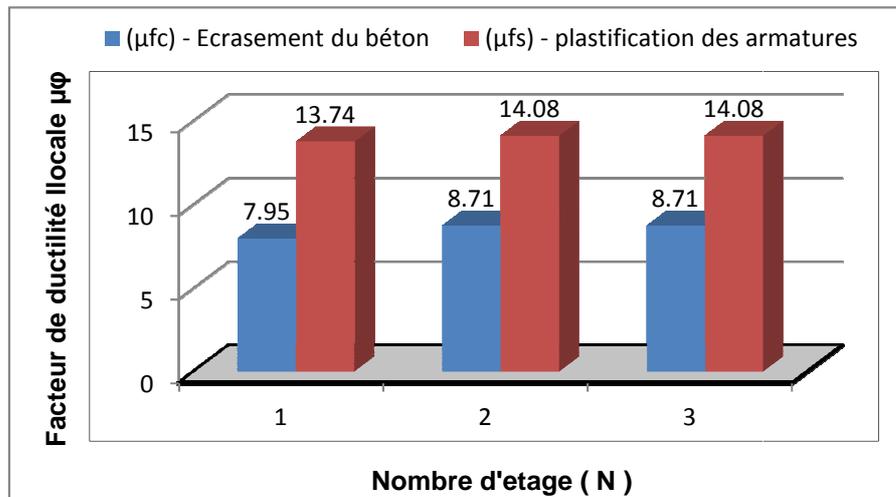
Figure 5.10: Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN1)

5.5.2. La structure BN3

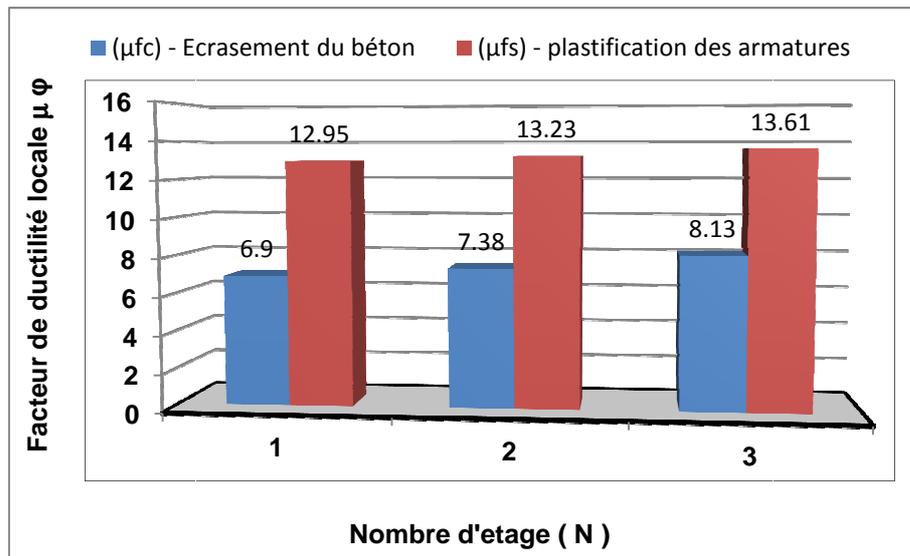
La figure 5.11a présente une confrontation entre les facteurs de ductilités en courbures disponibles de la structure BN3, dans les deux cas d'échec de la section, par écrasement du béton et par plastification des armatures. D'après cette figure, on constate que le facteur de la ductilité locale déterminé dans le cas d'échec par écrasement du béton ($\mu_{\phi c}$) varie entre 7.95 à 8.71 dans les niveaux supérieurs, et qui reste strictement inférieur à celui déterminé dans le cas d'échec par plastification des armatures ($\mu_{\phi s}$), et qui varie entre 13.74 et 14.08.

Dans le même contexte, le tableau 5.12 montre que les facteurs (μ_{ϕ_s}) dépassent plus de 50% celles de μ_{ϕ_c} . En conséquence, les facteurs de ductilité locale obtenus dans le cas d'échec par écrasement du béton, dans le sens de x de la structure (BN3), sont les plus défavorables, et qui seront considérées dans l'analyse du critère de la ductilité locale.

Concernant le sens transversal représenté dans figure 5.11b et le tableau 5.12, le même constat est enregistré. Le facteur de la ductilité locale par écrasement du béton (μ_{ϕ_c}) varie entre 6.9 à 8.13, et qui reste strictement inférieur à celui par plastification des armatures (μ_{ϕ_s}), et qui varie entre 12.95 et 13.61.



a-Sens-X



b-Sens-Y

Figure 5.11: Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN3)

Tableau 5.12 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN3)

	Etage	μ_{ϕ_c} -écrasement du béton	μ_{ϕ_s} -plastification des armatures	$\mu_{\phi_c} / \mu_{\phi_s}$ (%)
Poutres sens X	1	7.95	13.74	57.86
	2	8.71	14.08	61.86
	3	8.71	14.08	61.86
Poutres sens Y	1	6.9	12.95	53.28
	2	7.38	13.23	55.78
	3	8.13	13.61	59.74

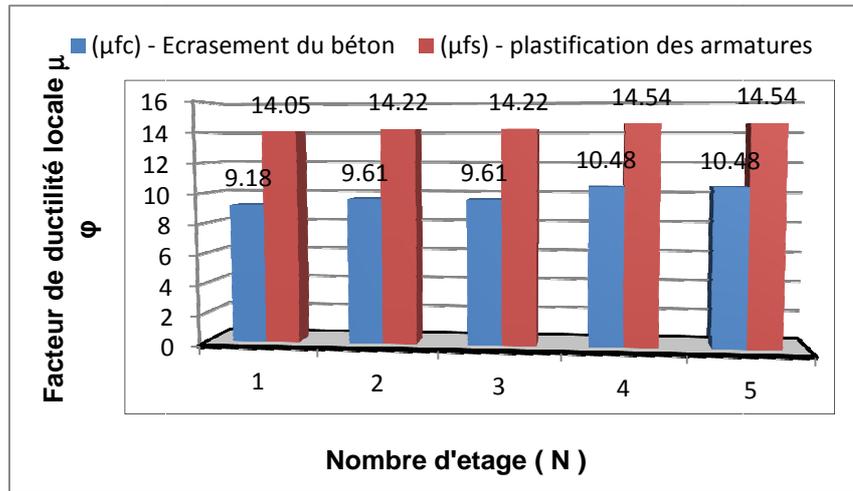
En conséquence, les facteurs de ductilité locale obtenus dans le cas d'échec par écrasement du béton, dans le sens de x de la structure (BN3), sont les plus défavorables, et qui seront considérées dans l'analyse du critère de la ductilité locale.

Comme on constate que dans les deux cas de ruptures les facteurs de ductilités dans les étages supérieurs sont plus élevés à ceux des niveaux inférieurs, ceci est causé par la diminution du pourcentage des armatures tendues dans les étages supérieures, et qui restent limité par la valeur minimale exigée par le code RPA99/v2003.

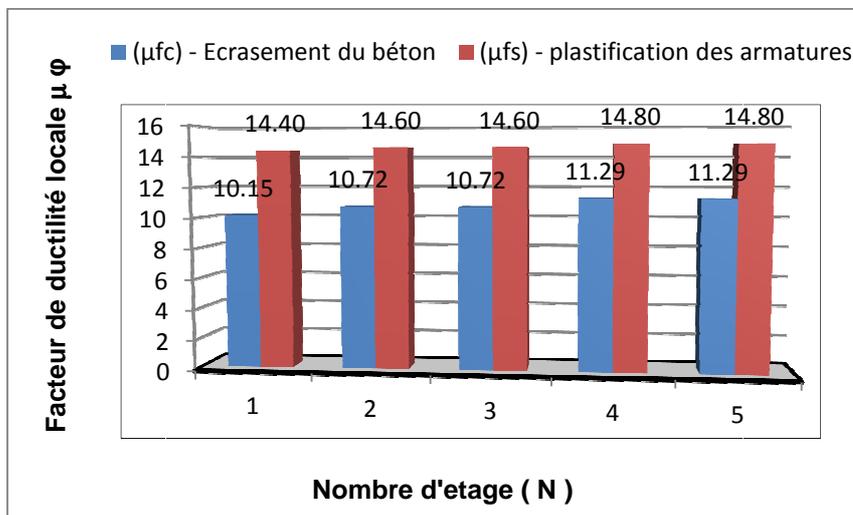
5.5.3. La structure BN5

La figure 5.12a montre les facteurs de ductilité en courbure disponible estimés dans le cas d'échec par écrasement du béton varie entre 9.18 à 10.48 dans les étages supérieurs, et qui restent toujours inférieurs à celui déterminé dans le cas d'échec par plastification des armatures. Le tableau 5.13 montre que le rapport entre les facteurs obtenus dans les deux cas de rupture dépassent plus de 65%. Le même constat est observé pour le sens transversale de y dans la figure 5.12b et le tableau 5.13.

Comme on constate que dans les deux cas de ruptures les facteurs de ductilités dans les étages supérieurs sont plus élevés à ceux des niveaux inférieurs, ceci est causé par la diminution du pourcentage des armatures tendues dans les étages supérieures, et qui restent limité par la valeur minimale exigée par le code RPA99/v2003. Cette remarque est aussi observée dans la structure précédente.



Sens-X



b-Sens Y

Figure 5.12 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN5)

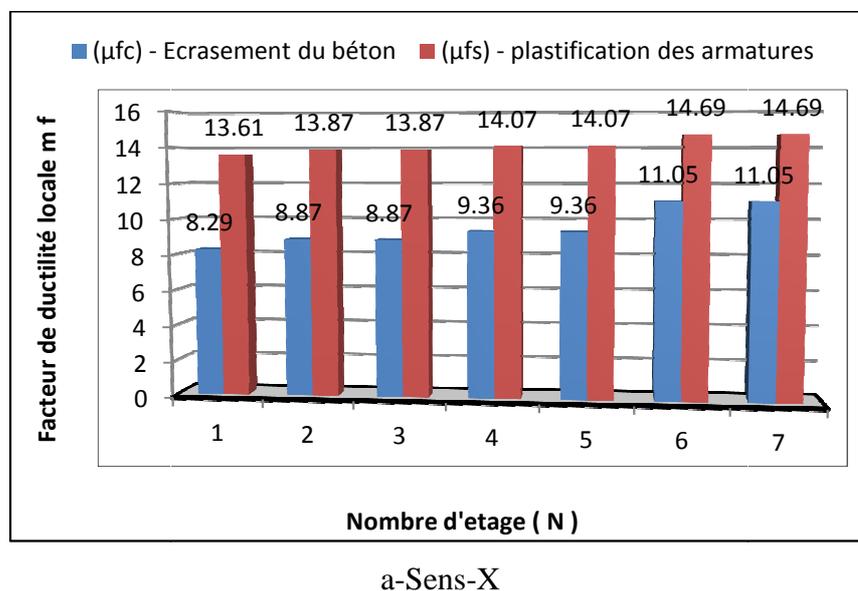
Tableau 5.13 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN5)

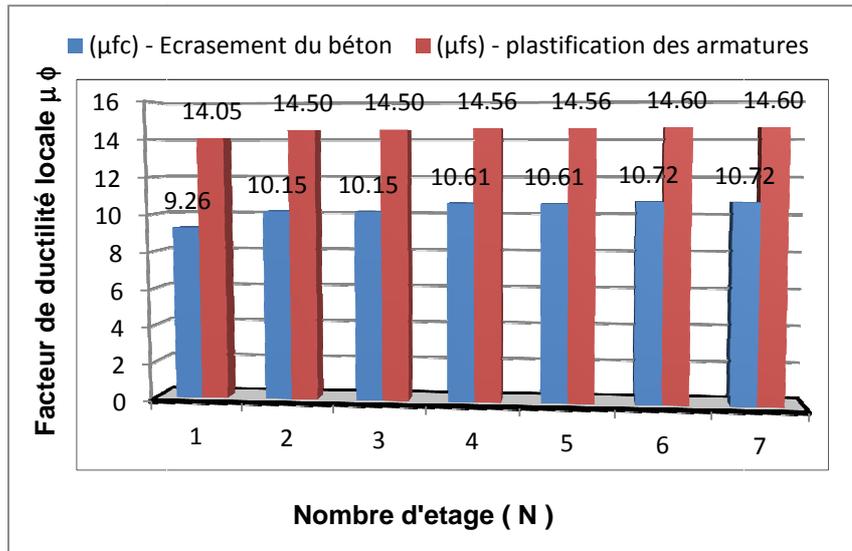
	Etages	μ_{ϕ_c} -écrasement du béton	μ_{ϕ_s} -plastification des armatures	$\mu_{\phi_c} / \mu_{\phi_s}$ (%)
Poutres sens X	1	9.18	14.05	65.34
	2	9.61	14.22	67.58
	3	9.61	14.22	67.58
	4	10.48	14.54	72.08
	5	10.48	14.54	72.08
Poutres sens Y	1	10.15	14.40	70.49
	2	10.72	14.60	73.42
	3	10.72	14.60	73.42
	4	11.29	14.80	76.28
	5	11.29	14.80	76.28

5.5.4. La structure BN7

La figure 5.13a présente une comparaison entre les facteurs de ductilités en courbures disponibles de la structure BN7, évalués par écrasement du béton et par plastification des armatures. Cette figure montre que le facteur de la ductilité dans le cas d'échec par écrasement du béton ($\mu_{\phi c}$) varie entre 8,29 à 10,05 dans les niveaux supérieurs, et qui reste strictement inférieur à celui déterminé dans le cas d'échec par plastification des armatures tendues ($\mu_{\phi s}$), et qui varie entre 13.61 et 14.69. Le tableau 5.14 illustre que les facteurs $\mu_{\phi s}$ est plus de 60 à 70% ceux de $\mu_{\phi c}$.

Par ailleurs, pour le sens transversal représenté dans figure 5.13b et le tableau 5.14, le facteur de la ductilité locale par écrasement du béton ($\mu_{\phi c}$) varie entre 9.26 à 10.72, et qui reste strictement inférieur à celui par plastification des armatures ($\mu_{\phi s}$), qui varie entre 14.05 et 14.60. Les facteurs obtenus dans les deux cas d'échec sont supérieurs à celui du sens porteur (x). Ce constat est observé pour toutes les structures considérées, cela est dû au pourcentage d'armatures tendues faible dans le sens (y) comparativement à celui du sens (x). En conséquence, les facteurs de ductilités dans le sens porteurs sont généralement plus défavorables que l'autre sens.





b-Sens-Y

Figure 5.13 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN7)

Tableau 5.14 : Facteurs de ductilités en courbures disponibles des éléments de la structure (BN7)

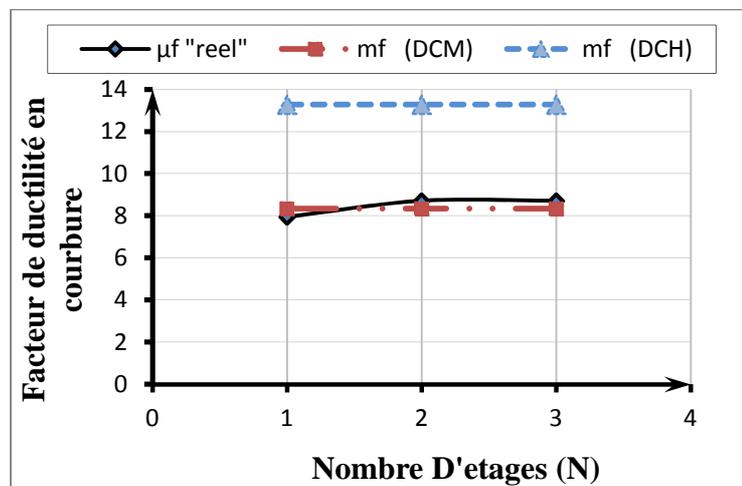
	Etages	$\mu_{\phi c}$ -écrasement du béton	$\mu_{\phi s}$ -plastification des armatures	$\mu_{\phi c} / \mu_{\phi s}$ (%)
Poutres Sens -X	1	8,29	13,61	60,91
	2	8,87	13,87	63,95
	3	8,87	13,87	63,95
	4	9,36	14,07	66,52
	5	9,36	14,07	66,52
	6	11,05	14,69	75,22
	7	11,05	14,69	75,22
Poutres Sens -X	1	9,26	14,05	65,91
	2	10,15	14,50	70,00
	3	10,15	14,50	70,00
	4	10,61	14,56	72,87
	5	10,61	14,56	72,87
	6	10,72	14,60	73,42
	7	10,72	14,60	73,42

5.6. ANALYSE DU CRITERE DE LA DUCTILITE LOCALE

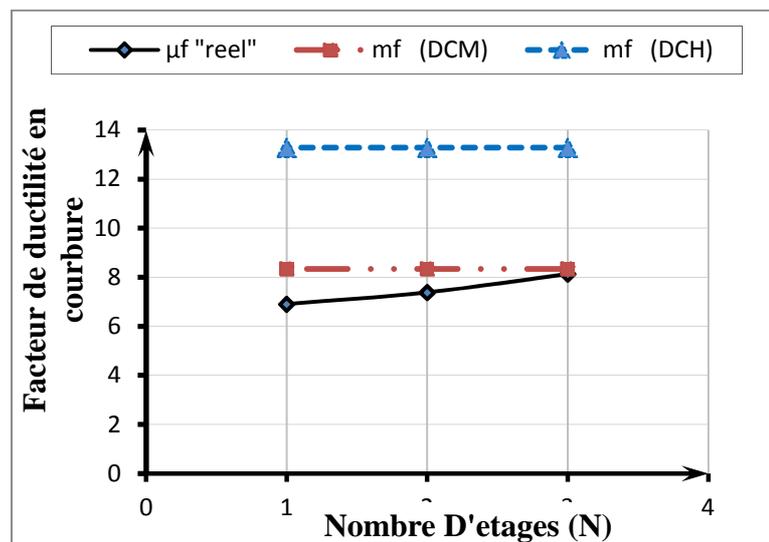
Les valeurs des facteurs de la ductilité globale et locale déterminées dans les paragraphes 5.4 et 5.5 n'indiquent aucun degré de ductilité où de fragilité de ces structures. Dans la suite, on essaye d'exprimer le lien entre les facteurs de ductilité locale et globale déterminés, et de mettre en évidence le critère de ductilité locale exigé par l'Eurocode 8 ($\mu_{\phi c, \text{réel}} \geq \mu_{\phi \text{min}}$), qui a été présenté dans le chapitre 4.

5.6.1. La structure BN3

La Figure 5.14a montre la variation du critère de la ductilité locale ($\mu_{\phi_c, \text{réel}}$), concernant la structure à trois étages (BN3) dans le sens X, cette figure montre que la courbe se trouve située à l'intérieur du fuseau constitué par les courbes du facteur de ductilité en courbure minimale, pour les deux classes de ductilités moyenne ($\mu_{\phi_{\text{min}}} - \text{DCM}$) et élevée ($\mu_{\phi_{\text{min}}} - \text{DCH}$) de l'Eurocode 8. Elle est plus proche à la courbe de classe de ductilité moyenne. A l'autre sens, d'après la figure 5.14b on remarque que la courbe de la variation du critère de ductilité locale se trouve au-dessous de la courbe de classe de ductilité moyenne. D'ici on indique que cette structure à un critère de ductilité locale moyenne.



a- Sens x

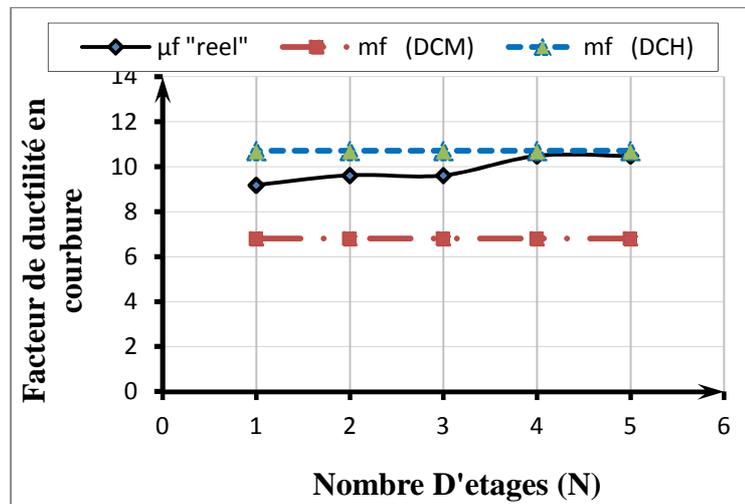


b- Sens y

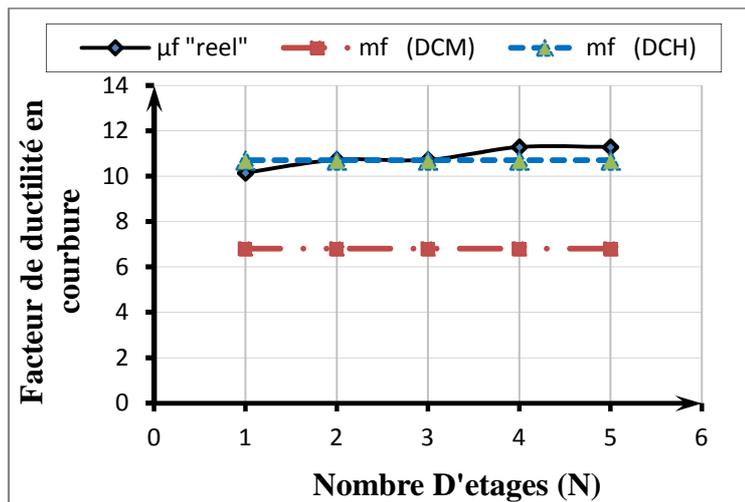
Figure 5.14. Variation du critère de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (BN3)

5.6.2. La structure BN5

La figure 5.15a on visualise la variation du critère de ductilité locale dans la direction X en fonction du nombre d'étage par rapport au fuseau constitué par les courbes du facteur de ductilité en courbure minimale, pour les deux classes de ductilités moyenne ($\mu_{\phi_{min}} - DCM$) et élevée ($\mu_{\phi_{min}} - DCH$) de l'Eurocode 8. Cette courbe se trouve à l'intérieur du fuseau de ductilité, elle est plus proche que la courbe de classe de ductilité élevée. La figure 5.15b montre que la courbe du critère de la ductilité locale dans la direction Y est pratiquement superposée à la courbe de classe de ductilité élevée. Donc on peut conclure que cette structure à un critère de ductilité élevée.



a- Sens x



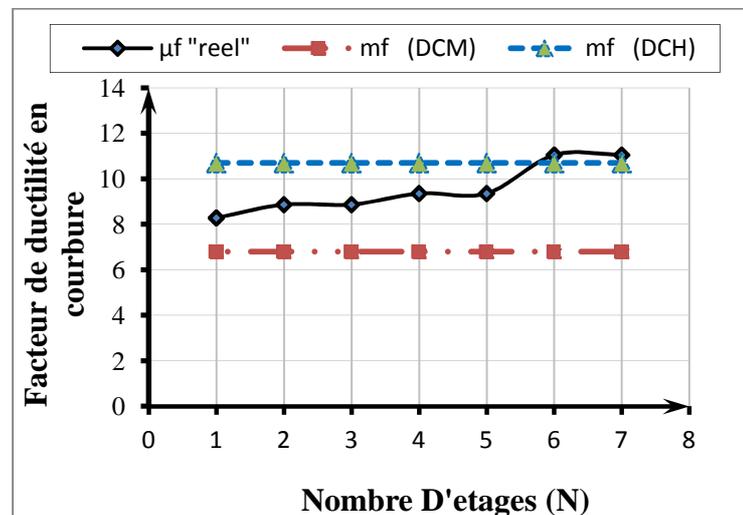
b- Sens y

Figure 5.15 : Variation du critère de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (BN5)

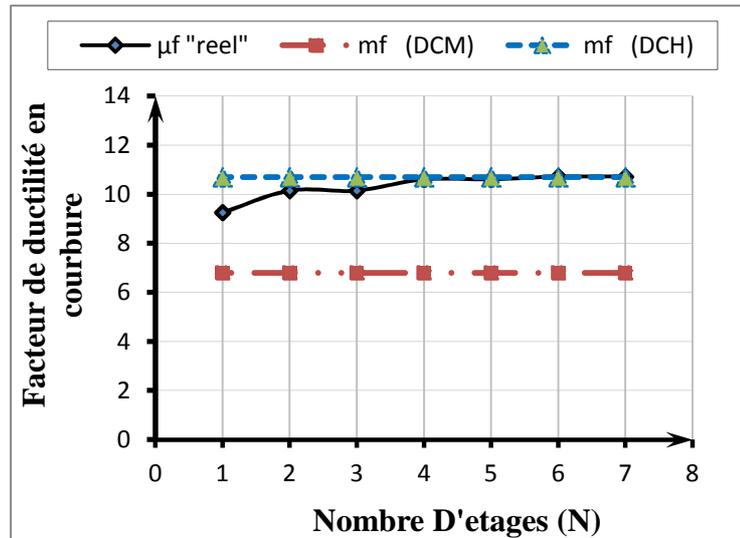
5.6.3. La structure BN7

La figure 5.16 présente la variation du critère de ductilité locale dans la direction X en fonction du nombre d'étage, comparaison au fuseau constitué par les courbes du facteur de ductilité en courbure minimale, pour les deux classes de ductilités moyenne ($\mu_{\phi_{min}} - DCM$) et élevée ($\mu_{\phi_{min}} - DCH$) de l'Eurocode 8. Cette courbe se trouve à l'intérieur du fuseau de ductilité. La figure 5.16b montre que la courbe du critère de la ductilité locale dans la direction Y est pratiquement superposée à la courbe de classe de ductilité élevée. Donc on peut conclure que cette structure à un critère de moyenne ductilité.

D'après ces résultats on peut déduire que les facteurs de ductilité locale de ces structures dimensionnées par le RPA99/v2003 ne fournissent qu'une classe de ductilité moyenne. Néanmoins, pour atteindre une haute classe de ductilité, il est nécessaire d'accompagner le dimensionnement réalisé avec des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques.



a- Sens X



b- Sens Y

Figure 5.16 : Variation du critère de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (BN7)

5.7. ANALYSE DU CRITERE DE LA DUCTILITE GLOBALE

Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée, dans la mesure où un tel mécanisme pourrait induire des demandes de ductilité locale excessives dans les poteaux du niveau concerné.

Ce critère est traduit par la vérification de la condition poutres faibles – poteaux forts recommandé par le code RPA99/v2003 et l'Euro code 8. D'après RPA99/v2003, Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient majoration de 1.25 , où :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,25 \sum M_{Rb} \quad (5.1)$$

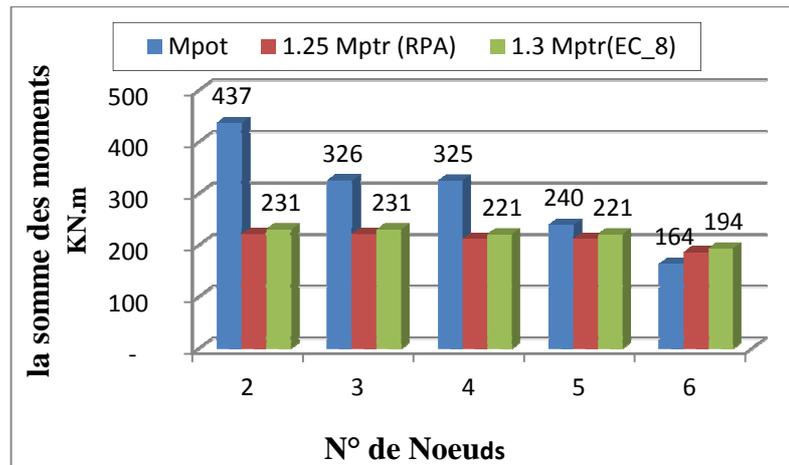
Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à trois étages. Par contre, l'Eurocode 8 exige que :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (5.2)$$

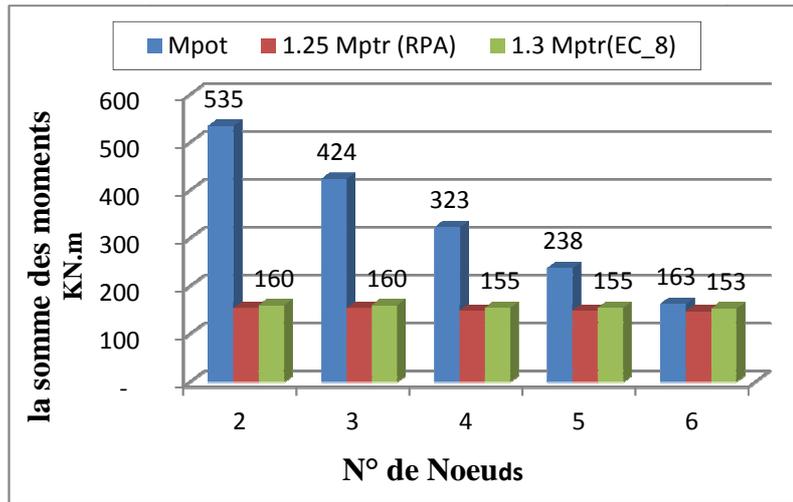
ou

ΣM_{Rc} : Somme des valeurs des moments des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud. Il convient d'utiliser la valeur minimale des résistances à la flexion des poteaux dans l'intervalle de variation des efforts normaux des poteaux dans la situation sismique de calcul ;
 ΣM_{Rb} : Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud. Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisés, les résistances à la flexion de ces assemblages sont prises en compte dans le calcul de ΣM_{Rb} .

La figure 5.17a illustre l'état du critère de la ductilité globale de la structure (BN5). Cette figure montre une comparaison entre la somme des moments résistants dans les poteaux dans chaque nœud (jonction poteaux-poutres), et la somme des moments résistants dans les poutres majoré avec 25% dans le cas de RPA99/v-2003 et de 30% dans le cas de Eurocode 8. D'après l'histogramme montré dans la figure 5.17b, on constate que tous les moments résistants dans les poteaux dépassent bien les moments résistants dans poutres dans tous les étages considérés. Ce constat montre clairement que la condition de la ductilité globale dans les structures est largement assurée.



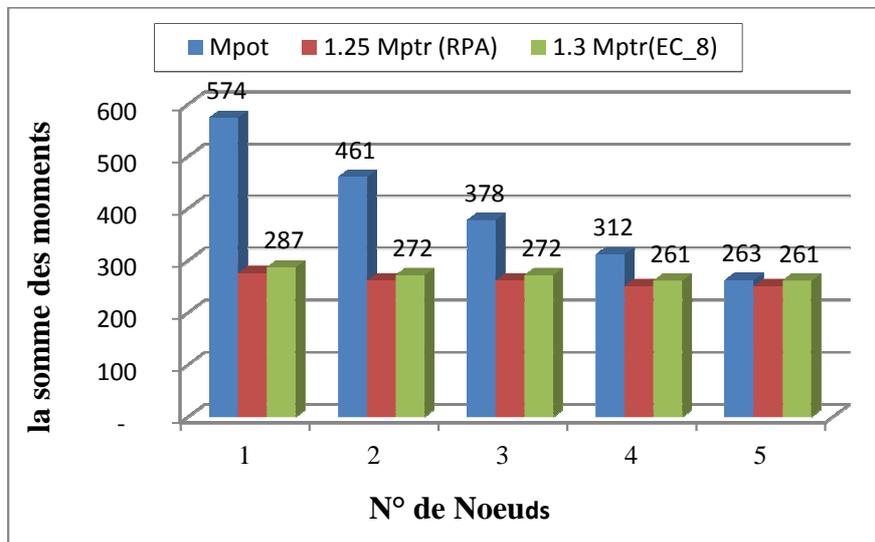
a- Sens-X



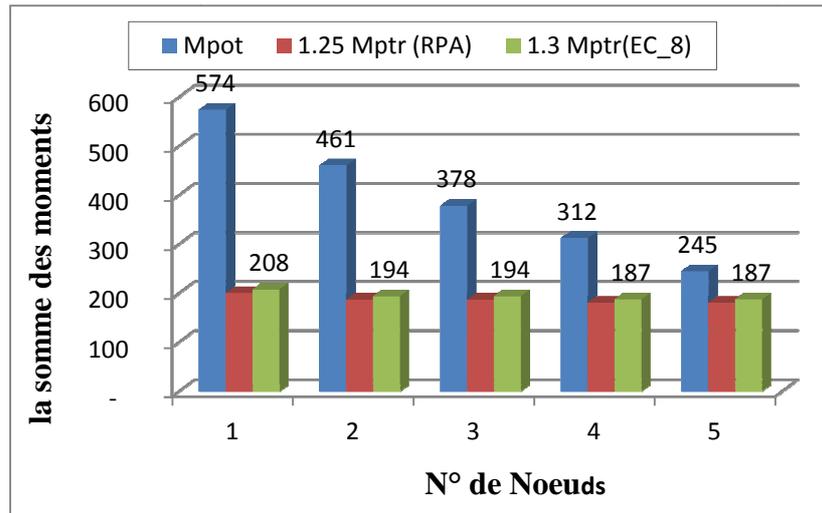
b-Sens-Y

Figure 5.17 : Diagramme de vérification des nœuds (poteau fort-poutre faible) dans la structure BN5

Pour la structure à sept étages (BN7), le même constat est observé dans les histogrammes dressés dans La figure5.17a et b. D’ici, on peut déduire que le critère de la ductilité globale est largement respectée dans nos structures identifier.



a- Sens-X



b-Sens-Y

Figure 5.17. Diagramme de vérification des nœuds (poteau fort-poutre faible) dans la structure BN7

5.8. CONCLUSION

D'après la quantification et l'analyse du critère de la ductilité des structures auto stables dimensionnées selon le RPA99/v2003 dans ce chapitre, on récapitule les points essentiels, comme suit :

- les critères de la résistance et la sécurité des structures choisies vérifiées largement les conditions préconisées par RPA99/V2003.

- La quantification des facteurs de ductilités globales a montrée que ces facteurs varient entre 6 pour la structure de 3 étages à 8.5 pour la structure à sept étages, ces valeurs restent dans sa totalité plus élevées aux valeurs préconisées par RPA99/V2003.

- l'évaluation des facteurs de ductilités en courbure disponible ou locale des éléments des structures identifiées, a montré que les facteurs de ductilité locale obtenus dans le cas d'échec par écrasement du béton, sont les plus défavorables, et qui sont considérées dans l'analyse du critère de la ductilité locale.

- l' analyse du critère de la ductilité locale des structures dimensionnées par le RPA99/v2003 ne fournissent qu'une classe de ductilité moyenne. Néanmoins, pour atteindre une haute classe de ductilité, il est nécessaire d'accompagner le dimensionnement réalisé avec des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques.

- l'analyse du critère de la ductilité globale des structures traitées, définie par la vérification de la condition poutres faibles – poteaux forts recommandé par les codes RPA99/v2003 et l'Eurocode 8, à montré que ce critère est largement respecté dans les nœuds de nos structures.

**CONCLUSIONS
GENERALES ET
RECOMMANDATIONS**

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Dans cette étude on a traité la quantification et le critère de la ductilité dans les constructions auto stables en béton armé, dimensionnées selon le règlement parasismique algérien (RPA-99/v2003). Des notions fondamentales sur le comportement des structures concernant les propriétés dynamiques, différents systèmes de contreventements, le comportement et la réponse des structures sujettes aux séismes sont présentés. Dans ce contexte, on a donné une vision sur la procédure de prise en compte de la ductilité dans la conception et la réponse sismique des structures en béton armé. Ensuite, on a cité les démarches de la quantification des facteurs de ductilités globale et locale. A la fin de cette étude, on est dans la mesure de dégager les conclusions remarquables suivantes :

1. les critères de la résistance et de la sécurité des structures choisies à savoir : la période, l'effort tranchant à la base et la déformabilité vérifient largement les conditions préconisées par RPA99/V2003.
2. La quantification des facteurs de ductilités globales des structures identifiées a montré que ces facteurs varient entre 6 pour la structure de 3 étages à 8.5 pour la structure à sept étages, ces valeurs restent dans leur totalité plus élevées par rapport aux valeurs préconisées par les codes sismiques pour ce type de contreventement. Comme on note ici que le nombre d'étage n'a pas une grande influence sur la ductilité globale.
3. -l'évaluation des facteurs de ductilités en courbure disponible ou locale des éléments des structures identifiées, a montré que :
 - les facteurs déterminés dans le cas d'échec par écrasement du béton ($\mu_{\phi c}$) varient entre 7.95 à 11.29 dans les niveaux supérieurs, et qui reste strictement inférieurs à ceux déterminés dans le cas d'échec par plastification des armatures ($\mu_{\phi s}$), et qui varie entre 12.61 et 14.80. En conséquence, les facteurs de ductilité locale obtenus dans le cas d'échec par écrasement du béton, sont les plus défavorables, et qui sont considérées dans l'analyse du critère de la ductilité locale.
 - dans les deux cas de ruptures les facteurs de ductilités dans les étages supérieurs sont plus élevés à ceux des niveaux inférieurs, à cause de la diminution du pourcentage des armatures tendues dans les étages supérieures, et qui restent limités par la valeur minimale exigée par le code RPA99/v2003.

En conséquence, les facteurs de ductilités déterminés dans le sens porteurs sont généralement plus défavorables que l'autre sens.

- 4.-l'analyse du critère de la ductilité locale des structures dimensionnées par le RPA99/v2003 ne fournissent qu'une classe de ductilité moyenne. Néanmoins, pour atteindre une haute classe de ductilité, il est nécessaire d'accompagner le dimensionnement réalisé avec des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques.
- 5.l'analyse du critère de la ductilité globale des structures traitées, définie par la vérification de la condition poutres faibles – poteaux forts recommandé par les codes RPA99/v2003 et l'EUROCODE 8, à montré que ce critère est largement respecté dans les nœuds de nos structures.

Par ailleurs, cette initiation à la recherche dans le domaine de génie parasismique possède un caractère d'analyse analytique, plusieurs recommandations peuvent être également proposées, dont l'essentiel sont les suivantes:

- d'intégrer le critère de la ductilité locale explicitement dans le règlement parasismique Algérien RPA99/v2003, afin de les prendre en considération durant le dimensionnement.
- d'élaborer un logiciel pratique pour les ingénieurs de génie civil pour la vérification de la ductilité à la fin de chaque étude de projet;
- d'élargir cette étude pour les autres types de constructions (mixtes, voiles porteurs, charpentes métalliques, maçonneries.....);
- une étude expérimentale sur les dispositions constructives préconisées par les règlements Algériennes et les matériaux locaux utilisés demeurent nécessaire afin de préserver mieux la ductilité locale dans ces structures.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] BERTERO V., SHAH H., "El-Asnam Algeria Earthquake October 10, 1980". NNAS, RNAE, CIOM, Earthquake Engineering Research Institut, Reconnaissance and Engineering Report, Editor Arline Leeds, (USA), Jan-1983, 160p.
- [2] Davidovici Victor, (2003), Rapport préliminaire du Séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003, 92p..
- [3] Park R., Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, No 3, 155-165, 1989.
- [4] Eurocode 8, prEN 1998-1, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, 2003.
- [5] RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.
- [6] Paulay, M.Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley and Sons, New York, 1992.
- [7] Andre Plumier & Herve Degee, Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8, Septembre 2009.
- [8] Bertero, v,v , Proceedings of workshop on Earthquake resistant reinforced concrete building construction ,university of California , Berkeley, 1977, vol I, 115p, vol II and III, 1940 p
- [9] Arnold, C, and reitherman, R, "building configuration and seismic design", John Wiley and Sons, New York, 1982, 296p.
- [10] Saneinjad,A , Hobbs, B. " inelastique design of infilled frames". Journal of structural engineering, 1995, Vol 121, No 4, 634-650
- [11] Amr S. Elnashai and Luigi Di Sarno Amr , "Fundamentals of earthquake engineering", John Wiley and Sons, New York, 2008 This edition first published 2008, John Wiley & Sons.
- [12] Victor Gioncu; Federico M.Mazzolani Ductility of Seismic Resistant Steel Structures, 2002.
- [13] Park R., Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, 1989, Vol. 22, No 3, 155-165.
- [14] Bertero V.V., State of the art report –Ductility based structural design, Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng., Vol. 3, Tokyo, Japon, 673–686, 1988.
- [15] Gioncu, V. , "Framed structures: Ductility and seismic response". General report In 6th International Conference on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoara, 9-11 September 1999, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 55, pp.125-154.
- [16] Gioncu, V. , "Ductility demands. General report. In Behaviour of Steel Structures in seismic Areas", STESSA 97, (eds. F.M.Mazzolani and H. Akiyama) Kyoto, 3-8 August (1997), 10/17 Salerno, 279-302
- [17] Gioncu V., "Framed structures. Ductility and seismic response" General Report., Journal of Constructional Steel Research, 2000, n°55, pp. 125–154.
- [18] Fajfar, P. Design spectra for new generation codes: Eurocode 8 achieves the half-way mark. In 10 th European Conference on Earthquake Engineering (ed. G.Duma), Vienna, 28 August- 2 September 1994, Balkema, Rotterdam, 1994, Vol. 4, 2969-2974

- [19] Bertero, v, v and popov, E, P “Seismic Behavior Of Ductile Moment Resisting Reinforced Concrete Frames”, in Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones ,ACI publication SP-53, American Concrete institute, Detroit, 1997, pp.247-291.
- [20] Krawinkler, H, “New trends in seismic design methodology. In 10th European Conference on Earthquake Engineering”, (ed.G.Duma), Vienna, 28 August- 2 September 1994, Balkema, Rotterdam, 821-830.
- [21] Miranda, E. “Evaluation of site dependent inelastic seismic design spectra. Journal of Structural Engineering”, (1993), Vol. 119, No. 5, 1319-1338.
- [22] Takanashi, K., Nakashima, M.: “Stability considerations on seismic performance of steel structures”. Proc. of the SSRC conference, Link between Research and Practice, Bethlehem, 21-22 June 1994, Lehigh University, 1994, 119-132.
- [23] Akiyama, H.: Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings. University of Tokyo Press Ambraseys, N., Bommer, J.J. 1990: Uniform magnitude reevaluation for the strong-motion database of Europe and adjacent areas. European Earthquake Engineering, (1985), No. 2, 3-16
- [24] Newmark, N.M., Hall, W.J. “Seismic Design criteria for nuclear factor” facilities proc of 4 th world conference on earthquake engineering Santiago chile, 1969, 37-50
- [25] Iwan, W.D : “Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions”. Journal of Structural Engineering, 1997, Vol. 123, No. 4, 397-404.
- [26] Romero, E.M.: Supplementary energy dissipations for maximum earthquake protection of tall buildings structures. The Structural Design of Tall Buildings, (1995), Vol. 4, No. 1, 91-101
- [27] Mazzolani, F.M., Serino, G: Innovative techniques for seismic retrofit: design methodologies and recent applications. AFPS-ANIDIS Symposium, Nice(1994a)
- [28] Mazzolani, F.M., Zampino, G., Serino, G.: Seismic protection of Italian monumental buildings with innovative techniques. Int. Workshop IWADBI, Shanton, China(1994b)
- [29] Chopra, Anil k. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering /Anil K. Chopra.
- [30] André PLUMIER, (2006), « Constructions en zone sismique », Faculté des Sciences Appliquées, Département d'Architecture, Géologie, Environnement & Constructions; Université de liège. (Document téléchargeable sur le site du Département ArGEnCo : www.ArGEnCo.ULg.ac.be).
- [31] ACI Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318,89) and commentary, American concrete institute, Detroit, 1989, 111p.
- [32] Krawinkler, H., Nassar, A.A., 1992. Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demand and Capacities.
- [33] Newmark, N.M., Hall, W.J., 1982. Earthquake Spectra and Design. EERI Monograph Series, Oakland.
- [34] Lai, SP. Biggs, J.M. “Inélastique response spectra for a seismic Building design”. Journal of structural division, 1980 , vol 106, 1295-13010.
- [35] Fajfar P., "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (1999), Vol. 28, pp. 979
- [36] Fajfar, P., "A Nonlinear Analysis Method For Performance Based Seismic Design", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, Vol. 16, No. 3, pp. 573
- [37] Falcão, S. and Bento, R, "Analysis Procedures for Performance-Based Seismic Design", Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No. 371, pp. 1-10. 2002

- [38] Chopra, A.K. and Goel, R.K. A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. Tech. Rep.2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. (2001)
- [39] Boumekik A.. Analyse Push over des Structures en Béton Armé Théorie de l'endommagement 2007
- [40] M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual. Civil and Environmental Engineering. University of Illinois at Urbana.
- [41] Chpopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation, Report No PEER 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California. 2001.
- [42] FEMA273 Federal Emergency Management Agency. "NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures." Chapitre3, Washington, D.C.
- [43] Chopra, A.K. and Goel, R.K, "Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems", PEER Report 1999/02, University of California, Berkeley, USA.
- [44] Chopra, A.K. and Goel, R.K, "Evaluation of NSP To Estimate Seismic Deformation: SDF Systems", Journal of Structural Engineering, 2000, ASCE, Vol. 126, No. 4, pp. 482-490.
- [45] Chai, Y.H., Fajfar, P. and Romstad, K.M., "Formulation of Duration- Dependent Inelastic Seismic Design Spectrum", Journal of Structural Engineering,1998, ASCE, Vol. 124, No. 8, pp. 913-921.
- [46] Eurocode 2, EN 1992-1-1, Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Bruxells, 2004.
- [47] Park R., Ruitong D., "Ductility of doubly reinforced concrete beam sections.", ACI-Structural Journal, vol. 92, 1988, p. 217-225.
- [48] Fuentes A., Comportement post-élastique des structures en béton armé. Paris, édition Eyrolles, 1988.
- [49] A. Kassoul , K. Ezziane, A. Kadri, Nouveau pourcentage d'armature pour la condition de ductilité dans les poutres, Revue Européenne de Génie Civil (1774-7120) anciennement revue française de génie civil (1279-5119), Volume 8/7, 2004

ANNEX 1

ANALYSE DU CRITERE DE LA DUCTILITE LOCALE DE QUELQUES STRUCTURES EN BETON ARME DIMENSIONNEES SELON LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/v2003

KASSOUL Amar¹, SEBAI Khelifa²

¹ Maître de Conférences, Département de génie civil, Université Hassiba Benbouali – Chlef

² Post graduant, Département de génie civil, Université Hassiba Benbouali – Chlef

RESUME : L'objectif de cette communication, tente d'analyser le critère de la ductilité locale de quelques structures en béton armé dimensionnées selon les règles parasismiques algériennes RPA99/v2003. D'abord, on expose quelques notions sur la ductilité et la vision de leur prise en compte dans les codes parasismiques modernes et les critères suggérés par ces codes. Dans le même contexte, on décrit les méthodes d'évaluation des facteurs de ductilité globale de la structure et locale des éléments linéaire en béton armé. Ensuite, deux structures ont été conçues et dimensionnées selon le code RPA99/v2003. Afin d'analyser le critère de la ductilité locale dans les éléments porteurs, on détermine le facteur de la ductilité globale par la méthode statique non linéaire et le facteur de ductilité en courbure dans chaque élément, puis on analyse le critère de la ductilité des deux structures identifiées. Les résultats obtenus montrent que ces deux structures peuvent préserver facilement une ductilité de classe moyenne. Par ailleurs, pour atteindre des ductilités très élevées ces structures demandent une amélioration assez particulière dans les dispositions constructives.

MOTS CLES : ductilité, structures, critère, RPA99/v2003, Eurocode 8.

1. Introduction

Le nord algérien est reconnu par sa forte activité sismique ; où plusieurs régions ont été secouées ces dernières années. L'étude pathologique de constructions endommagées a montrée un manque flagrant dans le comportement sismique de ces constructions (Davidovici, 2003). En conséquence, l'étude du comportement sismique des constructions similaires s'avère toujours nécessaire afin de mettre en évidence leurs performances. La ductilité est l'un des paramètres précieux pour indication de cette performance dans le domaine post élastique (Park, 1989).

Actuellement, les codes parasismiques récents exigent des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques des éléments résistants des constructions, afin de préserver d'une manière implicite une ductilité locale suffisante. Dans une étape très avancée, l'Eurocode 8 recommande explicitement la prise en compte de la ductilité locale, par l'exigence des conditions de ductilité bien définie que doivent être respecté durant le dimensionnement (Eurocode8, 2003).

L'objectif essentiel de ce travail est de mettre en évidence ces conditions, par l'analyse du critère de la ductilité locale de deux structures en béton armé dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003, 2003), afin de cerner mieux la variation de la ductilité dans ces structures.

2. Aspects qualitatifs de la ductilité

2.1 Notions sur la ductilité

Par définition, la ductilité est la capacité de la structure (élément) de subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance et de sa rigidité (Bertero, 1988). Par contre, la déformabilité est la capacité d'un élément de la structure ou de la structure entière de se déformer avant l'effondrement (Figure 1). Par conséquent, le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique (Park, 1989).

2.2 Différentes types de ductilités

L'analyse du comportement des structures nécessite la connaissance des critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure et de leurs éléments. Pratiquement, on rencontre cinq types de ductilité qui sont les suivantes (Gioncu, 200) :

- la ductilité de déformation, ou ductilité des matériaux, son facteur de ductilité est quantifié par le rapport de la déformation de rupture du matériau (ε_u) et la déformation à la fin de la phase élastique (ε_y); où $\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y$.
- ductilité en courbure ou ductilité locale, son facteur est exprimé par le rapport de la courbure ultime de la section φ_u et la courbure à la fin de la phase élastique φ_y ; où $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$
- Ductilité en rotation, ou ductilité intermédiaire, son facteur est déterminé par le rapport de la rotation ultime de l'élément θ_u et la rotation à la fin de la phase élastique θ_y ; où $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$.
- Ductilité de déplacement, ou ductilité globale, leur facteur est exprimé par le rapport du déplacement ultime de la structure Δ_u et le déplacement à la fin de la phase élastique Δ_y ; où $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$. Généralement, ce facteur traduit le comportement des structures dans les codes parasismiques.
- Ductilité énergétique, lorsque la ductilité est considérée au niveau de l'énergie sismique dissipée, le facteur de ductilité énergétique est exprimé par ($\mu_E = E_u / E_y$).

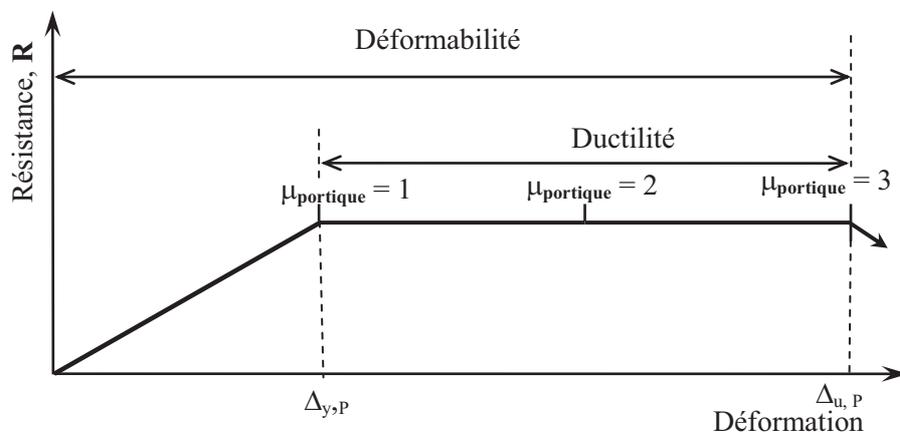


Figure 1. Déformabilité - ductilité - facteur de ductilité (Bertero, 1988)

2.3. Classe de ductilité

L'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2003) divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : la classe de ductilité limitée (DCL), la classe de ductilité moyenne (DCM) et la classe de ductilité élevée (DCH). Ce code fait un lien direct entre la ductilité en courbure disponible durant le dimensionnement de chaque section et de la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale (Eurocode 8, 2003). Il est à noter que les règles parasismiques algériennes appuyées directement ces recommandations sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée (RPA99/v 2003, 2003).

3. Critère de ductilité locale dans les poutres dissipatives

Il est très utile d'illustrer la vision de l'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2003) vis-à-vis de la ductilité locale dans le dimensionnement des sections des poutres dissipatives d'énergie. Dans les longueurs critiques prévues pour la formation des rotules plastiques des poutres, l'Eurocode 8 exige, en outre des détails constructifs assez spéciaux, des résistances appropriées du béton et des aciers utilisés ainsi qu'une ductilité locale suffisante. En effet, il offre un lien direct entre la ductilité locale et la ductilité globale, en proposant des valeurs minimales pour μ_φ (noté $\mu_{\varphi, \min}$) en fonction du coefficient du comportement des structures q_0 . En conséquence, il recommande que le facteur de ductilité en courbure disponible μ_φ , devrait être supérieur ou égal à $\mu_{\varphi, \min}$ ($\mu_\varphi \geq \mu_{\varphi, \min}$). Ce facteur $\mu_{\varphi, \min}$ est déterminé par les deux expressions suivantes (Eurocode 8, 2003) :

$$\mu_{\varphi, \min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} & \text{si } T_1 < T_C \end{cases} \quad (1)$$

Où T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre, ainsi que q_0 est le coefficient du comportement des structures. D'après l'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2003), ce coefficient est exprimé par :

- $q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1$ pour la classe de ductilité moyenne (DCM)
- $q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$ pour la classe de ductilité élevée (DCH)

Avec α_u / α_1 égal à 1,1 pour les constructions en portiques à un seul étage, et à 1.3 pour les constructions à plusieurs étages et plusieurs travées. En général, ce coefficient q_0 varie entre 3 et 6, ainsi le facteur de ductilité en courbure minimal $\mu_{\phi, \min}$ correspondant varie entre 6 et 12 (Fuentes, 1988).

D'autre part, ce code intègre le respect de la ductilité explicitement dans la vérification du pourcentage maximal des armatures tendues ρ_{\max} (Eurocode 8, 2003) ; où il stipule que la valeur de ρ obtenue par le calcul en capacité devrait être inférieure ou égale à ρ_{\max} , exprimé par l'expression ci-dessous :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (2)$$

En outre, le pourcentage d'armatures comprimées ρ' doit être égal au moins à la moitié du pourcentage des armatures tendues ρ , $\rho' \geq 0.5 \rho$

Par ailleurs, les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003, 2003) n'indiquent aucun critère explicite qui permet la vérification de la ductilité locale durant le dimensionnement.

4. Méthodes d'évaluation des facteurs de ductilités

4.1 Facteur de ductilité globale

Actuellement, la méthode statique non linéaire (push over) constitue un outil performant pour l'évaluation de la ductilité globale des structures. Cette méthode est réalisée par une application d'une série d'analyses inélastique statique sur le bâtiment au moyen d'un modèle de charge latérale présélectionné basée sur le premier mode de vibration de la structure ou des modèles de charge statique latérale équivalent dans les règlements parasismiques. Le modèle de charge reste constant au cours de l'analyse mais son amplitude est augmentée progressivement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. En général, ce déplacement cible est prise pour représenter le déplacement maximum du bâtiment quand elle atteint une excitation du séisme maximale. Les résultats de l'analyse push over sont utilisés pour estimer la capacité du bâtiment d'après la courbe de la variation du déplacement au sommet, avec le cisaillement à la base, et en conséquence le facteur de ductilité globale de la structure, en utilisant la définition exposée dans le paragraphe § 2 (Boumekik, 2006).

4.2. Facteur de ductilité en courbure

La procédure l'évaluation du facteur de ductilité en courbure présentée par (Kassoul et al., 2004) est adaptée selon les recommandations de l'Eurocode 2 (Eurocode 2, 2004). Elle s'articule autour de l'utilisation des relations de compatibilités de déformations, et les équations d'équilibres des efforts internes de la compression du béton et de traction des armatures.

L'utilisation de l'état limite de service dans les poutres en béton armé est conditionnée le plus souvent par les contraintes limites dans le béton et dans les armatures. Afin d'éviter des fissures longitudinales et des microfissures, la contrainte de compression dans le béton sera limitée à $k_1 f_{ck}$ ($f_{cd} \leq k_1 f_{ck}$), où généralement $k_1 = 0.6$ (Eurocode 2, 2004). Afin d'éviter les déformations inélastiques, les fissures et les déformations inacceptable, les contraintes de traction dans les armatures seront limitées à $k_3 f_{yk}$ ($f_{yd} \leq k_3 f_{yk}$), dans notre cas $k_3 = 0.8$ (Eurocode 2, 2004).

La Figure 2, présente une section transversale d'une poutre en béton armé doublement armée à l'état limite de service, où ξ_y désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique, d la hauteur utile de la section et d' la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée. D'après la figure 2a, la courbure à la fin de la phase élastique est exprimée par :

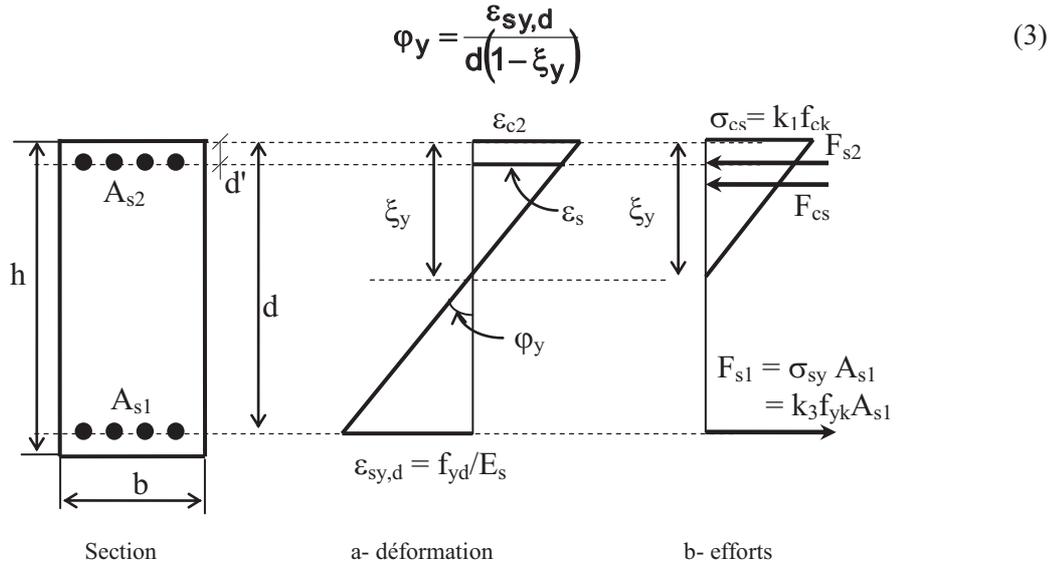


Figure 2. Comportement d'une section fléchie d'une poutre a la fin de phase élastique

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s$, l'équation d'équilibre statique des efforts internes sollicitant la section, dans la Figure 2b s'écrit :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} k_3 f_{yk} A_{s2} = \sigma_{sy} A_{s1} \quad (4)$$

La solution de cette équation (4), conduit à un polynôme du second degré en fonction de la variable ξ_y , dont la solution acceptable retenue est :

$$\xi_y = \left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right) - \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right)^2 - \frac{2k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} \left(\rho + \frac{d'}{d} \rho' \right)} \quad (5)$$

Où $\rho = A_{s1} / bd$ est le pourcentage d'armatures tendues, et $\rho' = A_{s2} / bd$ est le pourcentage d'armatures comprimées.

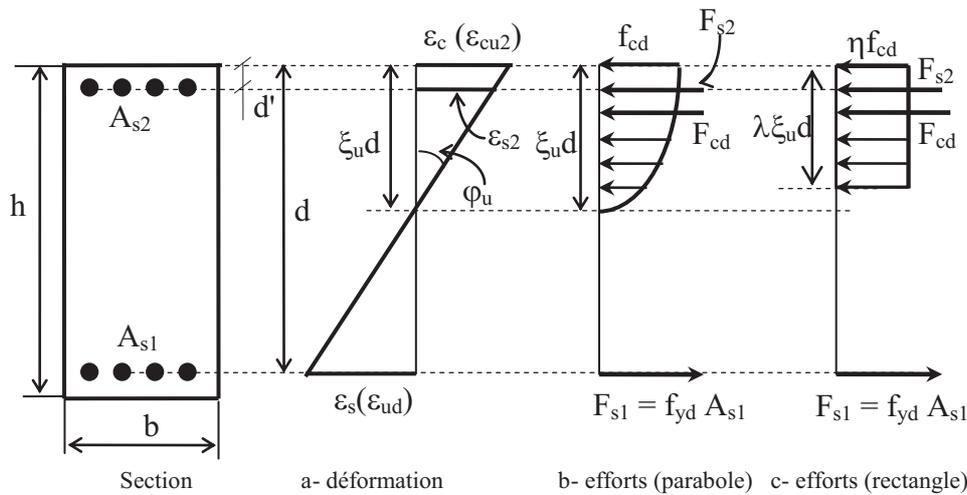


Figure 3. Comportement de la section d'une poutre fléchie en béton armé à l'état limite ultime

A l'état limite ultime, plusieurs considérations préconisées par l'Eurocode 2 sont prises en considérations (Eurocode 2, 2004). La Figure 3 illustre le comportement d'une section transversale non confinée, considérée comme la plus défavorable d'une zone critique d'une poutre en béton armé où ξ_u représente le

facteur de la hauteur de la zone comprimée. Afin de déterminer la courbure à l'état limite ultime, on considère la rupture par écrasement des fibres extrêmes du béton.

Dans le cas de rupture par écrasement du béton, la déformation du béton ε_c dans les fibres extrêmes supérieures excède la valeur ultime de ε_{cu2} ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu2}$), avant que la déformation ε_s dans les armatures tendues atteigne ε_{ud} ($\varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$).

La courbure à l'état limite ultime, d'après la Figure 3a, est exprimée par:

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\xi_u d} \quad (6)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s$, l'équation d'équilibre des efforts internes de compression et de traction, s'écrit:

$$\lambda \xi_u d b \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu2} E_s A_{s2} = f_{yd} A_{s1} \quad (7)$$

Où λ et η sont des facteurs données par l'Eurocode 2 (Eurocode 2, 2004).

La solution de l'équation (7), conduit à une expression du second degré variant en fonction de ξ_u , dont la solution acceptable, s'écrit comme suit :

$$\xi_u = \frac{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu2} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} + \frac{\sqrt{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu2} E_s \rho')^2 + 4 \lambda \eta f_{cd} \varepsilon_{cu2} E_s \rho' \frac{d'}{d}}}{2 \lambda \eta f_{cd}} \quad (8)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la rupture par écrasement du béton s'obtient, par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (6) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (3) :

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varepsilon_{cu2} (1 - \xi_y)}{\varepsilon_{sy,d} \xi_u} \quad (9)$$

5. Description des structures étudiées

Deux structures en béton armé sont choisies pour la réalisation de cette étude. Elles répondent aux critères de la régularité en plan et en élévation ainsi que la distribution des masses et de rigidité. Elles sont dimensionnées selon les codes Algériens en vigueur à savoir, le règlement parasismique (RPA99/v2003, 2003) et le code du béton CBA 93 (CBA 93, 2004). La première structure est un bâtiment de trois niveaux, implanté dans une zone de moyenne sismicité, les différents détails de ce bâtiment sont illustrés sur la Figure 4 et le Tableau 1. La deuxième structure est un bâtiment à cinq niveaux, à usage d'habitation, implanté dans une zone de faible sismicité (Figure 5 et Tableau 2).

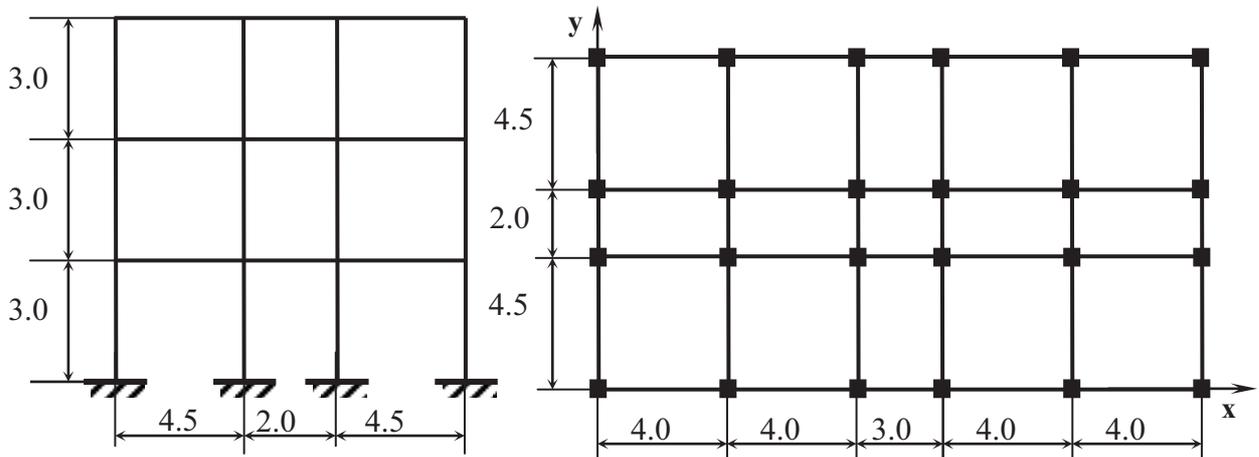


Figure 4. Détail du bâtiment à 3 niveaux (N = 3)

Tableau 1. Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres de la structure N = 3

	Etages	Dimension (bxh)	Armatures
poteaux	3	35 x 35	8T16
	2	40 x 40	8T20
	RDC	40 x 40	8T20
Poutres sens Y	3	30 x 35	3T16
	2	30 x 35	3T18
	RDC	30 x 45	3T18
Poutres sens X	3	30 x 35	3T16
	2	30 x 35	3T18
	RDC	30 x 45	3T18

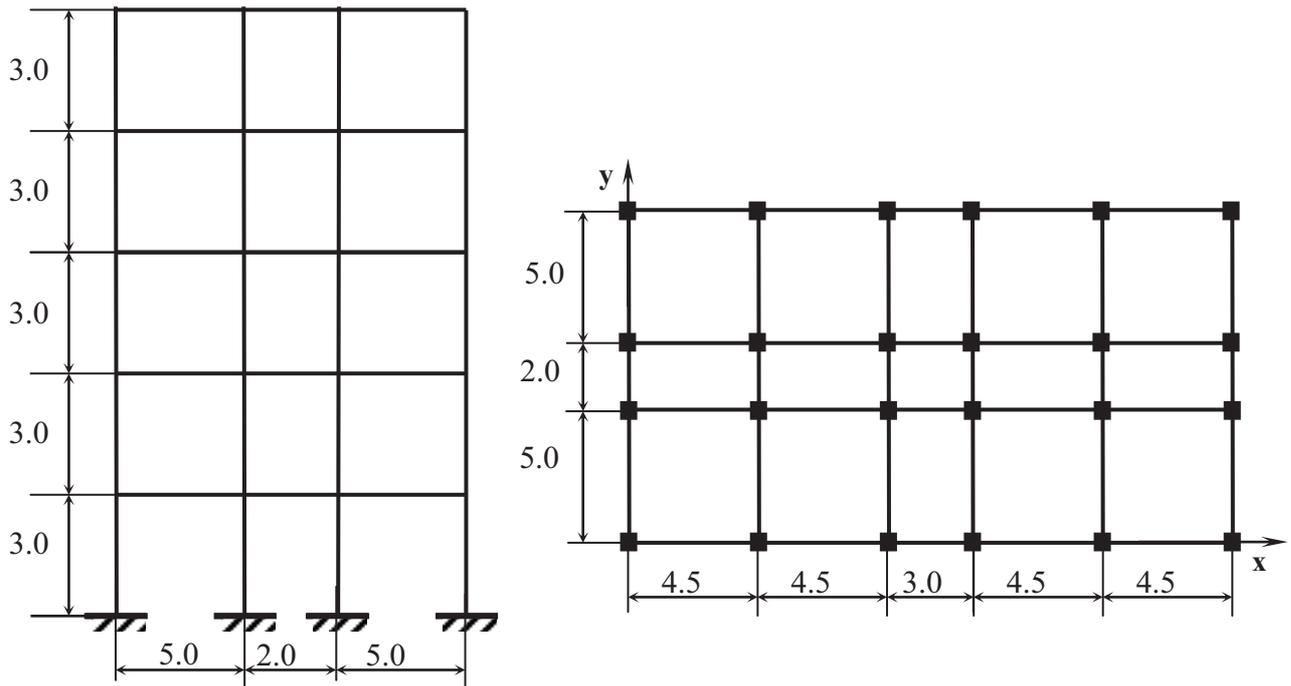


Figure 5. Détail du bâtiment à 3 niveaux (N = 3)

Tableau 2. Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres de la structure N = 5

	Etages	Dimension (bxh)	Armatures
poteaux	5	35 x 35	8T16
	4	40 x 40	8T20
	3	40 x 40	8T20
	2	45 x 45	8T20
	RDC	45 x 45	8T25
Poutres sens Y	5	30 x 45	3T14+3T10
	4	30 x 45	3T16+3T14
	3	30 x 45	5T16
	2	35 x 45	3T20+2T12
	RDC	35 x 45	3T20+2T12
Poutres sens X	5	30 x 40	5T12
	4	30 x 40	5T12
	3	30 x 40	3T14+2T10
	2	35 x 40	3T14+3T12
	RDC	35 x 40	3T14+3T12

6. Evaluation des facteurs de ductilités

6.1. Facteur de ductilité globale

Pour l'évaluation du facteur de ductilité globale des structures identifiées, on utilise la méthode statique non linéaire (Push over) décrite dans le paragraphe § 4.2. La Figure 6 (a, b) illustre la courbe charge déplacement pour les directions transversale et longitudinale de la structure (N = 3). D'après cette figure, le facteur de ductilité de déplacement où globale varie entre 6.4 dans le sens x (Figure 6a) et de 6.76 dans le sens y (Figure 6b), et qui restent toujours supérieurs à ceux adoptés par RPA99/v2003 et de l'Eurocode 8 (q_0 varie entre 3 à 6). La même chose pour la Figure 7 (a, b), les facteurs de ductilités de déplacement où globale varie de 8 dans le sens x (Figure 7a) et de 6.84 dans le sens y (Figure 7b), et qui restent aussi supérieurs aux facteurs du comportement adoptés par (RPA 99/v2003, 2003) et l'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2003), mentionné dans le paragraphe § 3. D'ici, de point de vue globale ces structures fournissent une ductilité globale très acceptable, néanmoins il reste à validé cette conclusion de point de vue locale.

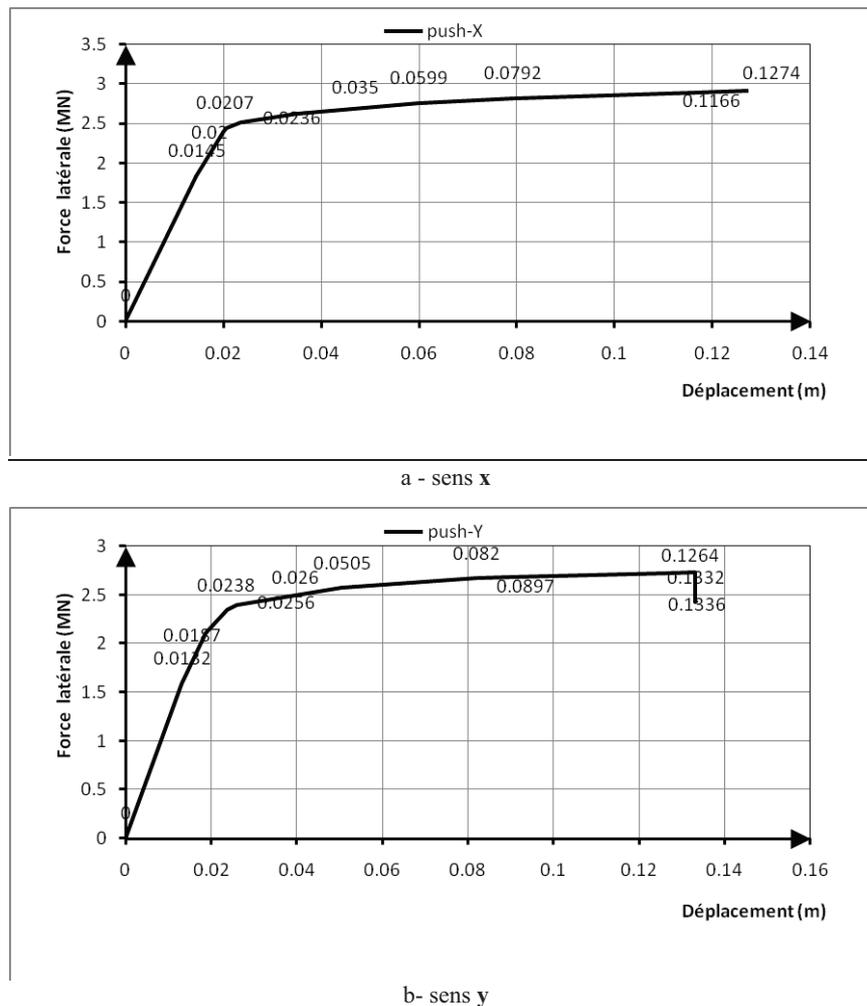
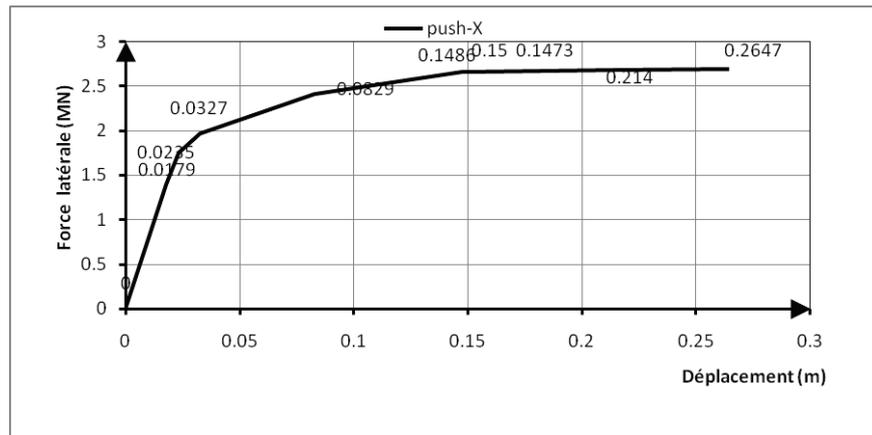
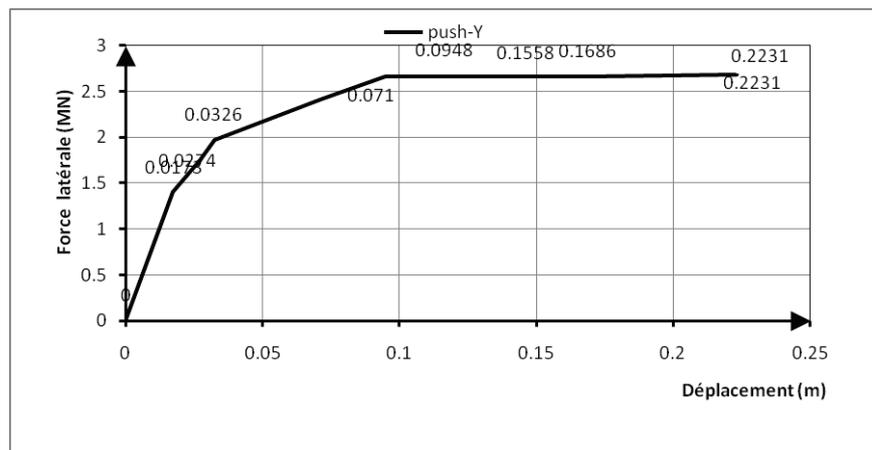


Figure 6. Diagramme force – déplacement par analyse progressive du bâtiment (N = 3)



a- sens x

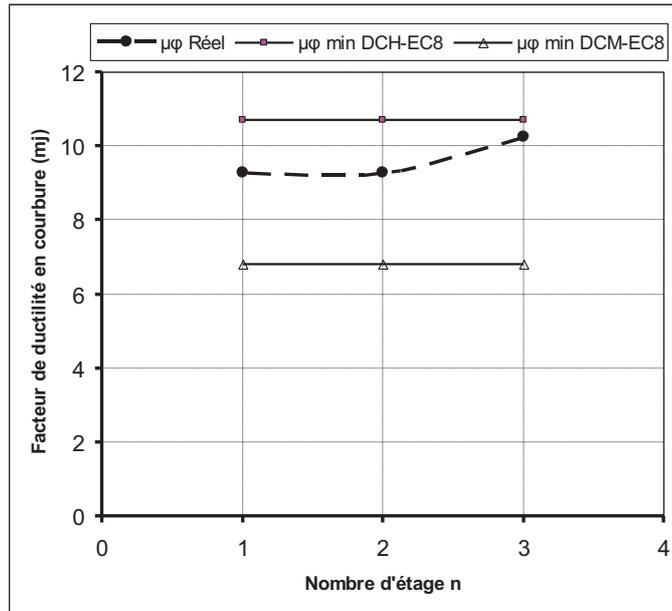


b- sens y

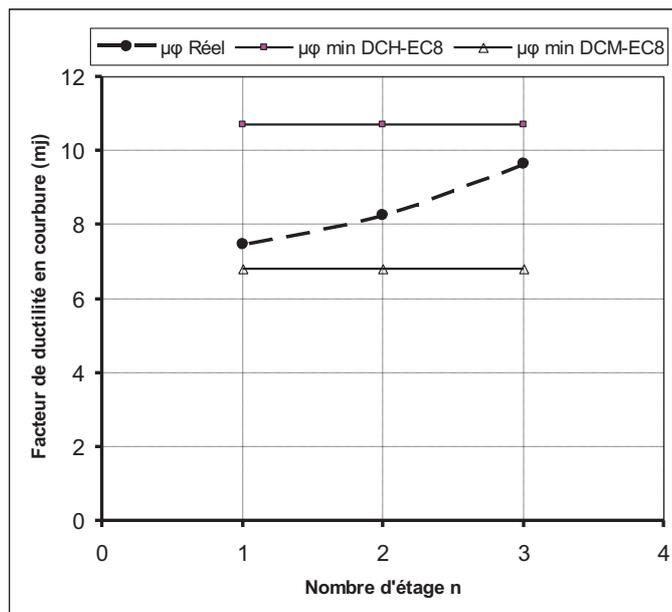
Figure 7. Diagramme force – déplacement par analyse progressive du bâtiment (N = 5)

6.2. Facteur de ductilité locale

Le facteur de ductilité locale μ_{ϕ} est déterminé par la procédure décrite dans le paragraphe § 4.1. La Figure 8 (a, b) schématise explicitement la variation du facteur de ductilité en courbure ou locale dans chaque niveau, dans les sens de x et de y de la structure (N = 3). Cette figure montre que le facteur de ductilité en courbure réel ($\mu_{\phi, \text{réel}}$) varie entre 9 dans les étages inférieurs à 10.2 dans les étages supérieurs, suivant le sens x, et entre 7.5 et 9.5 dans les étages supérieurs, dans le sens y. Cette augmentation est due à la diminution du pourcentage des armatures tendues, vue la diminution du chargement sismique dans les étages supérieurs. Concernant la structure de cinq niveaux (N = 5), la Figure 9 (a, b) montre que $\mu_{\phi, \text{réel}}$ varie entre 8 et 10 dans le sens de x, et de 9 à 13.5 dans le sens de y. Cette augmentation est due toujours au pourcentage d'armatures tendues minimales dans les étages supérieurs. Une remarque a signalée dans les figures 8 et 9, est que la courbe de $\mu_{\phi, \text{réel}}$ reste toujours à l'intérieur du fuseau constitué par les deux courbes du facteur de ductilité en courbure minimale pour les classes de ductilités moyenne (DCM) et élevée (DCH) de l'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2003).

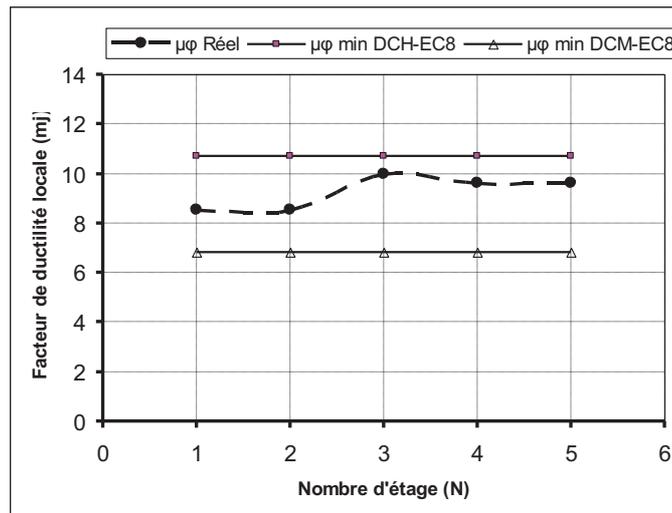


a- Sens x

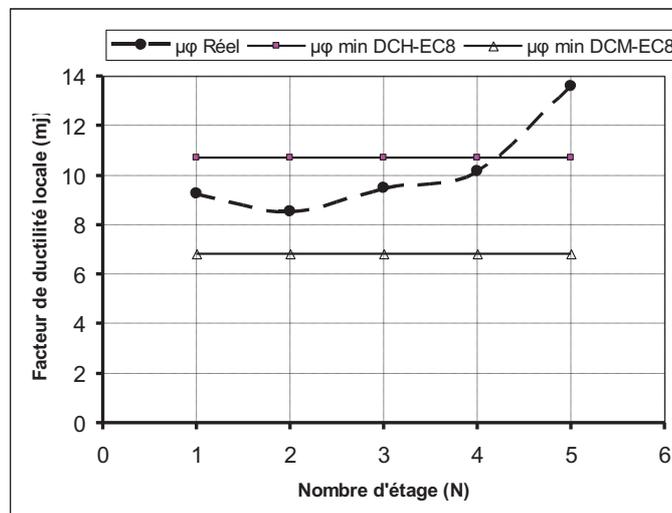


b- Sens y

Figure 8. Variation du facteur de ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (N = 3)



a- Sens x



b- Sens y

Figure 9. Variation du facteur de ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (N = 5)

7. Analyse du critère de la ductilité locale

Les valeurs des facteurs de la ductilité globale et locale déterminés dans le paragraphe 6, n'indiquent aucun degré de ductilité où de fragilité des deux structures. Dans la suite, on essaye d'exprimer le lien entre les facteurs de ductilité locale et globale déterminés précédemment, et de mettre en évidence le critère de ductilité locale exigé par l'Eurocode 8 ($\mu_{\phi, \text{réel}} \geq \mu_{\phi \text{min}}$), qui a été présenté dans le paragraphe § 2.3.

Les Figures 8 et 9 montrent clairement que toutes les courbes représentant la ductilité locale ($\mu_{\phi, \text{réel}}$), pour chaque structure, sont situées à l'intérieur du fuseau constitué les courbes du facteur de ductilité en courbure minimale, pour les deux classes de ductilités moyenne ($\mu_{\phi \text{min}} - \text{DCM}$) et élevée ($\mu_{\phi \text{min}} - \text{DCH}$) de l'Eurocode 8.

Par conséquent, d'après ces résultats on peut déduire que les facteurs de ductilité locale de ces deux structures dimensionnées par le RPA99/v2003 ne fournissent qu'une classe de ductilité moyenne. Néanmoins, pour atteindre une haute classe de ductilité, il est nécessaire d'accompagner le dimensionnement réalisé avec des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques.

8. Conclusion

Cette étude nous a permis de mettre en évidence le critère de ductilité locale des structures en béton armé dimensionnées par les codes algérien en vigueur.

L'évaluation du facteur de ductilité globale par la méthode statique non linéaire (Push Over) montre que le facteur de ductilité globale de ces structures est toujours supérieur à ceux du facteur de comportement recommandé par RPA99/v2003 et l'Eurocode 8.

L'évaluation du facteur de ductilité locale montre que ce facteur varie entre 7 à 13 dans les structures étudiées, et il augmente dans les étages supérieurs.

L'analyse du critère de la ductilité locale montre que tous les éléments traités sont moyennement ductiles. Par conséquent, afin d'atteindre une haute classe de ductilité, il est nécessaire de prendre des dispositions constructives assez spéciales.

9. Bibliographie

- Bertero V.V., *State of the art report –Ductility based structural design*, Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng., Vol. 3, Tokyo, Japon, 673–686, 1988.
- Boumekik Ahmed, *Analyse Pushover des Structures en Béton Armé -Théorie de l'endommagement*, Rapport annuel du projet de recherche, Université de Batna, 2006
- CBA-93, *Code de béton algérien 1993*. Document technique réglementaire DTR-BC -CGS, Alger, 1994.
- Davidovici Victor, *Rapport préliminaire du Séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003*, 92p. , 2003.
- Eurocode 2, EN 1992-1-1, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels, 2004.
- Eurocode 8, prEN 1998-1, *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Brussels, 2003.
- Fuentes A., *Comportement post-élastique des structures en béton arme*. Paris, édition Eyrolles, 1988.
- Gioncu V., *Framed structures - Ductility and seismic response General Report*, Journal of Construction Steel Research, N°55, 125–154, 2000.
- Kassoul A., Ezziane K., Kadri A., *Nouveau pourcentage d'armature pour la condition de ductilité dans les poutres*, Revue française de génie civil, Vol. 8, N° 7, 769-791, 2004.
- Park R., *Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing*. Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, N° 3, 155-165, 1989.
- Park R., Ruitong D., *Ductility of doubly reinforced concrete beam sections*. ACI-Structural Journal, vol. 92, 217-225, 1988.
- RPA-99/v2003. *Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003*. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.