

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE
FILIERE : GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: MAHDJOUBA YOUSOUF

BOUATIA BOUDJEMA

Intitulé

**COMPARAISON DE LA PERFORMANCE
SISMIQUE D'UNE STRUCTURE AUTO-STABLE
EN BÉTON ARMÉE AVEC UNE STRUCTURE
MIXTE (PORTIQUES AVEC VOILES)**

Soutenu devant le jury composé de:

Pr.RAHMOUNI ZINE EL ABIDINE	Université	M'sila	Président
Mr.MENASRI YOUCEF	Université	M'sila	Rapporteur
Mr.OUZENDJA DJAMEL	Université	M'sila	Examineur

Année universitaire : 2016/2017

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, de nous avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail de fin d'étude.

*Sans oublier **nos parents** et nos familles qui nous ont donné tout le soutien durant notre carrière scolaire.*

*Un grand merci à notre promoteur **Mr YUCEF MENASRI** qui nous a guidés pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.*

Et nous remercions les membres de jury qui ont accepté

De juger avec sagesse et honnêteté le présent travail de fin d'étude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Au deux être les plus chères au monde : Ma mère et mon père.

A toute ma famille.

Mon collègue Youssouf mahdjouba et tous les amis.

Tous les enseignants du département de génie civil.

Tous mes amis de fin d'étude.

Boudjema

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Au deux être les plus chères au monde : **Ma mère et mon père.***

Ma famille.

*Mon collègue **Boudjema Bouatia** et tous les amis.*

Tous les enseignants du Collège de génie civil.

Mes chers collègues de la féculé de génie civil surtout promotion 2017.

Yousseuf

Résumé

Dans cette mémoire, nous avons étudié et comparé le comportement de deux types de bâtiments d'habitation structure portique auto-stable en béton armée et structures mixte (portique + voile), et nous avons pris en compte le comportement non linéaire des matériaux et éléments (push over), Et a été utilisé logicielle SAP 2000 /V 14 dans la modélisation et calcule des résultants.

ملخص

في هذه المذكرة قمنا بدراسة و مقارنة سلوك نوعين من البنايات السكنية من الخرسانة المسلحة تتمثل في الهياكل المستقرة ذاتيا (الإطارات) و الهياكل المختلطة (اطارات + جدران قص) , وقد اخذنا بعين الاعتبار السلوك اللاخطي للمواد و العناصر و هذا باستعمال طريقة التحليل السكوني اللاخطي (الدفع المتزايد) ,

و تم استعمال برنامج SAP 2000 / V14 في نمذجة و حساب النتائج.

الكلمات المفتاحية : الدفع المتزايد , منحنى التحمل , منحنى الطلب الزلزالية , نقطة الاداء .

Abstract

In this memory, web have studied and compared the behavior of two types of buildings with armed concret to house self-stable portal structure (frames) and mixed structures (frames + shear wall), and we took into account the nonlinear behavior of materials and push over elements , And was used software SAP 2000 V 14 in Modling and calculâtes résulte.

Key Word : *Push-over method, capacity spectrum, seismic demand, performance point.*

Table de matières

Remerciement

Dédicace

Dédicace

Liste des tableaux

Listes des figures

Notations et symboles

Résumé

ملخص

Abstrad

Introduction générale.....1

Chapitre I : Les séismes

Introduction.....2

I.1. Distribution mondiale des séismes.....2

I.1.1.La ceinture circum pacifique.....2

I.1.2.La ceinture Alpo-himalayenne.....2

I.1.3.La zone des dorsales océaniques.....2

I.2. Séismes et les zones sismique en Algérie.....3

I.3. Caractéristiques des séismes.....5

I.4. Ondes sismiques.....6

I.4.1.Ondes de volume.....6

I.4.2.Ondes de surface.....6

I.5.Magnitude et l'intensité.....7

I.5.1. Magnitude M.....7

I.5.2. Intensité I (échelle de MERCALLI)7

I.6.Mouvement sismique.....	8
I.6.1. L'amplitude.....	8
I.6.2. La fréquence.....	8
I.6.3. La période.....	8
I.7. Enregistrement des séismes.....	8
I.8.Caractérisation des accélérogrammes.....	9
I.9. Spectre de réponse de calcul.....	10
Conclusion.....	11

Chapitre II : Les structures en béton armé

Introduction.....	12
II.1.Différents type de structures en béton armé.....	12
II.1.1. Structure en portique auto stable (poteau + poutre).....	12
a-Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide.....	12
b- Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide.....	12
II.1.2. Structure mixte (portique +voile).....	13
II.2. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé.....	14
II.2.1. Dommages subis par les portiques.....	14
a. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre.....	14
b. cisaillement des poteaux.....	15
c. ruptures par écrasement.....	15
d. flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage.....	16
e. rupture par flexion.....	16
f. Dislocation des remplissages de maçonnerie.....	17
II.2.2. Dommages subis par les structure mixte :(portique+voile).....	17

II.3. Principes de construction des structures parasismiques.....	18
II.3.1. Diviser les formes complexes en formes simples.....	18
II.3.2. Contreventements.....	19
II.3.2.1. Contreventement décalé.....	19
II.3.2.2. Sauts de rigidité et de résistance.....	19
II.3.2.3. Distance entre les éléments de contreventement.....	20
II.3.3. Diaphragmes.....	20
II.3.4. Régularité en élévation.....	21
II.3.5. Régularité en plan.....	21
II.3.6. Rez-de-chaussée flexible.....	22
II.3.7. Étages flexibles.....	23
II.3.8. Joints parasismiques.....	24
Conclusion.....	24

Chapitre III : Méthode statique non linéaire (pushover)

Introduction.....	25
III.1. Définition de l'analyse pushover.....	25
III.2. Origine de l'analyse Push over.....	25
III.3. But de l'analyse pushover.....	26
III.4. Formulation de l'analyse pushover.....	26
III.4.1. Mise en équation.....	26
III.5. Point de performance.....	27
III.5.1. Approche globale du règlement ATC40.....	27

III.5.2. Etapes de la méthode l'ATC40.....	27
III.5.2.1. Courbe de capacité.....	27
• Construction de la courbe de capacité en format (Sa-Sd) en forme ADRS.....	28
III.5.2.2. Demande sismique.....	29
• Construction de la courbe de demande sismique en format (Sa-Sd).....	29
III.6. Grandeur Rotation de ruine selon l'ATC40 et FEMA356.....	29
Conclusion.....	31

Chapitre IV : Modélisation et analyse numérique

Introduction.....	32
IV.1. Modélisation des structures étudiées.....	32
IV.1.1. Présentation et description des structures étudiées.....	32
IV.1.2. Propriétés des matériaux utilisés.....	33
IV.1.3. Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux Selon BAEL et vérification selon RPA 99 V/2003.....	34
IV.1.4. Définition des charges.....	37
IV.1.5. Loi de comportement non linéaire de la structure.....	39
IV.1.5.1. Loi de comportement non linéaire des poutres et poteaux.....	39
IV.1.5.2. Loi de comportement non linéaire des voiles.....	40
IV.1.5.2.1. Loi de comportement non linéaire des rotules de flexion (PMM).....	40
IV.1.5.2.2. Loi de comportement non linéaire de la rotule de cisaillement (V2 ou V3).....	41
IV.1.6. Courbes de capacité de la structure.....	42
IV.1.6.1. Modélisation de l'action sismique.....	43

IV.2. Résultats et comparaisons.....	43
IV.2.1. Résultats d'analyse statique non linéaire (pushover).....	43
IV.2.2. Comparaison du résultant (force et ductilité).....	46
IV.2.3. Résultats de performance sismique de la structure étudiée.....	47
IV.2.4. Comparaison la performance sismique des structures.....	51
IV .2.5. Rotules plastiques.....	52
Conclusion.....	55
Conclusion générale	56

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableau

Chapitre I : Généralité sur les séismes

Tableau I.1 : quelques exemples d'évènements sismiques récents lies à des pays.....	3
--	---

Chapitre IV : Modélisation et analyse numérique

Tableau IV.1 : Les caractéristiques géométriques des bâtiments étudiés.....	32
Tableau IV.2 : Propriété de l'acier en fonction du type.....	34
Tableau IV.3 : Les valeurs des charges gravitaires.....	37
Tableau IV.4 : Les données sismiques.....	37
Tableau IV. 5 : Distribution des charges latérales.....	38
Tableau IV.6 : Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.....	46
Tableau IV.7 : Valeurs du point de performance.....	51

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur les séismes

Figure I.1 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre.....	3
Figure I.2 : Répartition des dégâts du séisme de Boumerdes.....	4
Figure I.3 : carte de zonage sismique du territoire national.....	4
Figure I.4 : Caractéristiques d'un séisme.....	5
Figure I.5 :Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre.....	6
Figure I.6 : Relation Entre Magnitude Et Intensité.....	7
Figure I.7 : Mouvement ondulatoire.....	7
Figure I.8 : Fonctionnement D'un Sismographe.....	8
Figure I.9 : Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2).....	9
Figure I.10 : Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse.....	10

Chapitre II : Les structures en béton armé

Figure II.1 : Ossature contreventée par portique auto stable.....	13
Figure II.2 : Ossature contreventée par voiles en béton armé.....	14
Figure II.3 : Rupture en zone nodale.....	14
Figure II.4 : Dislocation de la section.....	14
Figure II.5 : Rotule dans le poteau.....	14
Figure II.6 : Rotule dans la poutre.....	14
Figure II.7 : Poteaux courts dus au vide sanitaire.....	15
Figure II.8 : cisaillement d'un poteau court.....	15

Figure II.9 : Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.....	15
Figure II.10 : flambement des poteaux.....	16
Figure II.11 : .Décollement de l'enrobage.....	16
Figure II.12 : Rupture par flexion des poutres.....	16
Figure II.13 : Effondrement par flexion Izmir(Turquie) en2002.....	16
Figure II.14 : Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé (parking) lors du séisme de Northridge (Etats-Unis) en 1994.....	16
Figure II.15 : Dislocation des remplissages de maçonnerie.....	17
Figure II.16 : Rupture de section à la base du voile.....	17
Figure II.17 : Fissures ouvertes dans le voile.....	17
Figure II.18 : éléments élancés.....	18
Figure II.19: Plastification d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles.....	18
Figure II.20 : Des formes complexes aux formes simples.....	19
Figure II.21 : Le contreventement décalé.....	20
Figure II.22 : Sauts de rigidité et de résistance.....	20
Figure II.23 : distance entre les contreventements.....	20
Figure II.24 : Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux.....	21
Figure II.25 : Retraits et porte-à-faux. Exemples de règles de limitations des irrégularités...21	21
Figure II.26 : Régularité En Plan.....	22
Figure II.27: Destruction du RDC.....	23
Figure II.28: Rez-de-chaussée flexibles.....	23
Figure II.29: Étages flexibles.....	23

Figure II.30: Un joint parasismique entre deux bâtiments.....	24
--	----

Chapitre III : Méthode statique non linéaire (pushover)

Figure III.1: Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet}).....	25
Figure III.2 : Courbe de capacité, format (V-D).....	28
Figure III.3 : Courbe de capacité, format (Sa-Sd).....	28
Figure III.4 : Le spectre de réponse, format (Sa/g-T).....	29
Figure III.5 : Le spectre de réponse, format (Sa-Sd).....	29
Figure III.6 : Loi Moment –Rotation simplifiée de l'ATC40.....	30
Figure III.7 : séquence de rotation et endommagement correspondant.....	30

Chapitre IV : Modélisation et analyse numérique

Figure IV.1 : Géométrie de la structure portique auto stable.....	33
Figure IV.2 : Géométrie de la structure mixte (portique +voile).....	33
Figure IV.3 : Diagramme de contrainte – déformation : a) béton et b) acier.....	34
Figure IV.4 : Coupe de voile en élévation.....	36
Figure IV.5. Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des deux structures.....	36
Figure IV.6 : Distribution des charges latérales des structures a) pour la structure auto stable et b) pour la structure Mixte.....	38
Figure IV.7 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	39
Figure IV.8: Modèle ‘ ‘ Poteau-Poutre équivalent’ ’.....	40
Figure IV.9 : Exemple loi de comportement (M - θ) voile (0.2mx2m) ferrailé en double nappe (T12/10cm) soumis a un effort normal de compression.....	41
Figure IV.10: Modélisation du voile par un élément ‘ ‘Poteau -poutres équivalent’ ’.....	42

Figure IV. 11 : Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (x).....	43
Figure IV.12 : : Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (y).....	44
Figure IV. 13 : Courbe de capacité de la structure mixte : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (x).....	44
Figure IV.14 : Courbe de capacité de la structure mixte : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (y).....	45
Figure IV. 15 : Comparaison des Courbes de capacités de structure portique (auto stable) et structure mixte (effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinale x).....	45
Figure IV. 16 : Comparaison des Courbes de capacités de structure portique (auto stable) et structure mixte (effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversale...)	46
Figure. IV.17 : Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (Auto-stable sens(x).....	48
Figure. IV.18 : Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto-stable) sens (y).....	48
Figure. IV.19. Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure mixte sens(x)	49
Figure. IV.20 : Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure mixte sens (y).....	49
Figure. IV.21 : Comparaison de la performance sismique de la structure portique auto-stable avec la structure mixte sens (x).....	50
Figure. IV.22. Comparaison performance sismique de la structure portique et la structure mixte sens(y).....	50
Figure IV.23 : Formation des rotules plastiques structure portique sens (x).....	53
Figure IV.24 : Formation des rotules plastiques structure portique sens (y).....	53

Figure IV.25 : Formation des rotules plastiques structure mixte sens (x).....54

Figure IV.26 : Formation des rotules plastiques structure mixte sens (y).....54

Notations et symboles

$u(t)$: Déplacement en fonction de temps.

U_{max} : Le déplacement max.

ω : Pulsation du système amorti.

ω_0 : Pulsation initiale.

S/g : Spectre de réponse de calcul.

g : Accélération spectrale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5 %).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

$T1, T2$: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

V : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Δs : Déplacement au sommet de la structure.

Sa : L'accélération spectrale.

Sd : Le déplacement spectral.

α_1 : Coefficient de masse modale.

Pf_1 : Facteur de participation du premier mode.

$\phi_1 s$: Amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à un 1.

W : poids total de la structure.

T : période fondamentale.

X : Le vecteur de déplacement relatif.

$[M]$: matrice de la masse.

M : La masse.

\ddot{x}_i : L'accélération.

C : Amortissement.

\ddot{x}_g : L'accélération.

x^* : Le déplacement du système à un DDL équivalent.

I : L'inertie.

M^* : La masse.

(Sa-Sd) : Format accélération spectrale – déplacement spectrale.

ADRS : Accélération-Déplacement de la Réponse Spectrale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

E_b : Module de Young

f_{bu} : Contrainte limite du béton en compression « ELU ».

θ : Le coefficient dépend de la durée d'application des charges

γ_b : Est le coefficient de sécurité.

ν : Coefficient de poisson.

f_{t28} : Résistance limite en traction du béton

ϵ_{be} : déformation limite élastique $\epsilon_{be} = 2 \text{ ‰}$.

ϵ_{bu} : déformation ultime $\epsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_e : Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence.

f_{es} : Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse.

ε_{se} : Déformation limite élastique.

ε_{su} : Déformation ultime.

h : hauteur de poutre est donnée par la formule suivant.

L : longueur de la poutre.

B : Section transversale du poteau.

N : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

B_c : Section de béton du poteau.

W_i : Poids de chaque étage.

W_{Gi} : Poids permanent de chaque étage.

β : Coefficient de pondération.

W_{Qi} : Poids exploitation de chaque étage.

W : Poids total de la structure.

ATC : Applied Technology Council.

EC8 : Eurocode 8.

RPA : Règles Parasismiques Algériennes.

F_J : Force appliquée en chaque niveau.

V_b : Pseudo force sismique.

C_a : coefficient sismique d'accélération.

C_v : coefficient sismique de vitesse.

F_y : Effort élastique.

D : Déplacement élastique.

F_u : Effort Rupture.

D_u : Déplacement ultime.

μ : Ductilité.

h_i : Hauteur de chaque étage.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structures relativement flexibles (portiques où cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments structuraux et non structuraux.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Dans le présent travail nous étudierons et comparons le performance sismique, des constructions en portique auto-stable (poteau-poutre) avec structure mixte (portiques + voiles).

L'influence de l'augmentation de la rigidité des voiles doit être étudiée, pour cela on a choisi un type de voile dans la structure ; des voiles de 2 m qui occupent une partie de la travée (dans le sens longitudinal et transversal). Ce travail est ainsi partagé en quatre chapitres représentés comme suit :

Chapitre I : Généralité sur les séismes.

Chapitre II : Les structures en béton armé.

Chapitre III: Méthode statique non linéaire pushover.

Chapitre IV : Modélisation et analyse numérique.

CHAPITRE I
GÉNÉRALITES SUR LES SÉISMES

Introduction

Les séismes sont les risques naturels majeurs les plus meurtriers dans le monde, généralement associés à des dégâts considérables. Ils correspondent à une rupture superficielle ou profonde des roches résistantes. Au moment de la rupture, l'énergie libérée va se dissiper d'une part sous forme de chaleur et d'autre part, sous forme d'ondes qui se propagent à l'intérieur de la terre, se traduisant en surface par des vibrations du sol [1].

Il est malheureusement, certain, que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Faute de pouvoir, et pour long temps encore sans doute-prévoir ou empêcher les séismes, nous devons nous efforcer d'en limiter les dégâts. Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique à savoir : la naissance du séisme, la formation et la propagation des ondes, la représentativité des accélérogrammes et des spectres associés, etc. L'aboutissement de toutes ces connaissances nous amènerons certainement à une construction parasismique [2].

I.1. Distribution mondiale des séismes

Les tremblements de terre se produisent dans les régions actives du point de vue Géologique (zones de subduction), les zones des dorsales océaniques et les régions de déformation de chaînes de montagnes. Ils se localisent dans les zones de limite des plaques tectoniques. Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques. On connaît trois principales ceintures sismiques à la surface de la terre :

I.1.1.La ceinture circum pacifique : c'est la zone qui entoure l'océan pacifique. C'est la plus importante zone sismique à la surface de la Terre et libère plus de 80 % de l'énergie sismique de notre planète. Cette chaîne couvre le Chili, le Pérou, l'Amérique Central, la région des Caraïbes, le Mexique, Kamtchatka, le Japon, les Philippines, L'Indonésie, la Nouvelle Zélande.... Cette zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.

I.1.2.La ceinture Alpo-himalayenne: elle comprend la bande plissée allant des Açores la Birmanie en passant par l'Espagne, le Maroc, l'Algérie, l'Italie, la Turquie, l'Iran, Nord de Inde et l'Himalaya. La majorité des séismes de cette ceinture sont superficiels.

I.1.3.La zone des dorsales océaniques : des séismes sont localisés le long des dorsales océaniques. Ils sont en général imperceptibles étant donné qu'ils se produisent au milieu des océans [3].

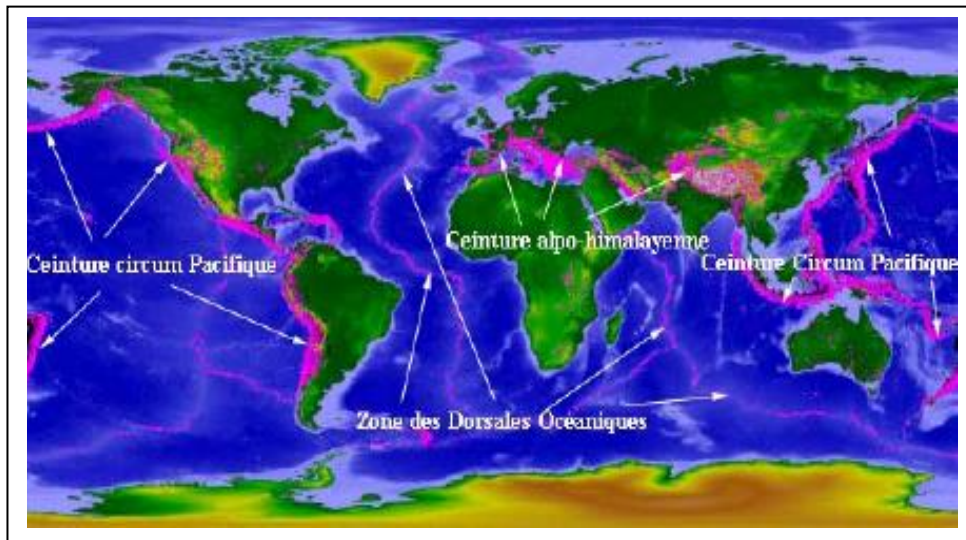


Figure I.1 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre [3].

Tableau I.1 : quelques exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays [4].

Date	Pays	Magnitude	Victimes
27.02.2010	Chile	8.8	500
28.10.2008	Pakistan	6.4	400
12.09.2007	Pérou	8.0	500
23.02.2005	Iran	6.4	612
08.10.2005	Pakistan	7.6	100000
26.12.2003	Iran (Bam)	6.5	35000
03.03.2002	Afghanistan	7.4	100
17.08.1999	Turquie	7.6	30000

I.2. Séismes et les zones sismique en Algérie

En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3000 morts, et détruit 80% de la ville de Chlef, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens. Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès, ce séisme à lui fait 1400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains. « La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région ».

L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique. Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plate-forme saharienne, qui est assez stable [3].

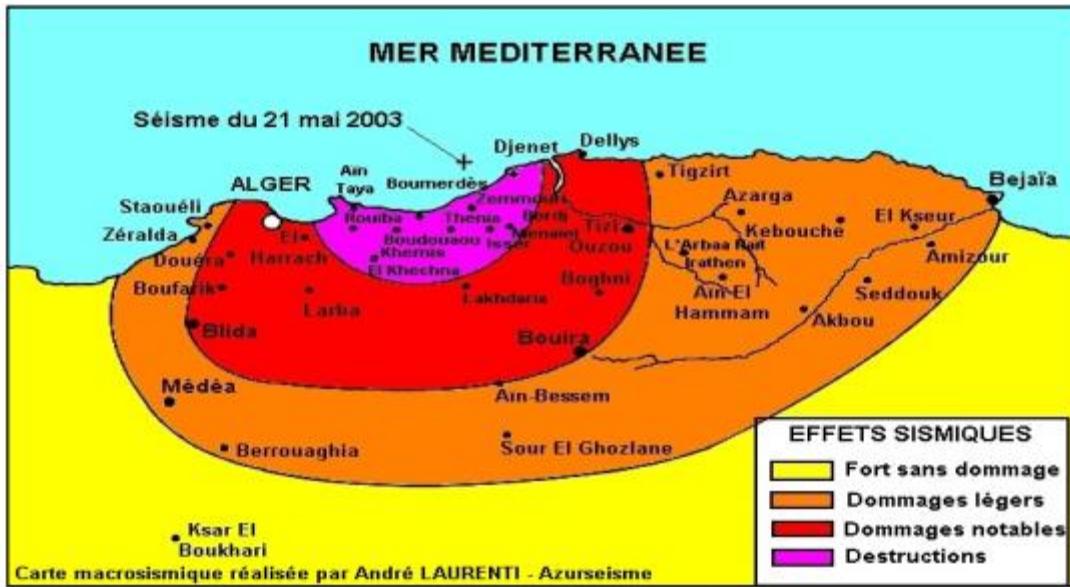


Figure I.2 : Répartition des dégâts du séisme de Boumerdes [5].

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, Cet article est modifié comme suit :

« Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicités Croissante,..... », Soit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zones IIa et IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevé.

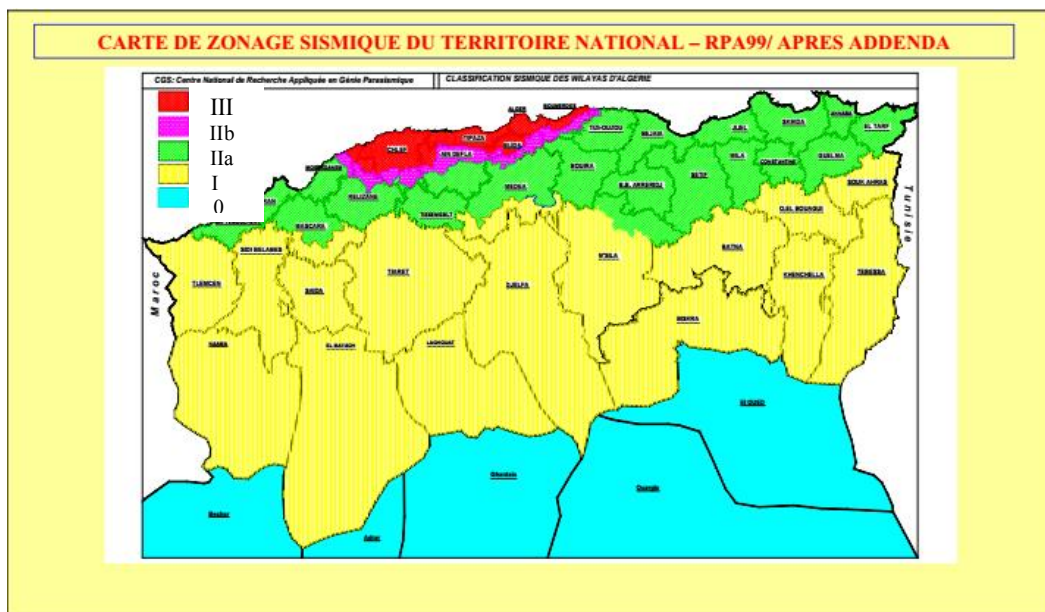


Figure I. 3 : carte de zonage sismique du territoire national [6].

I.3. Caractéristiques des séismes

La chute de contrainte provoquée par la rupture brutale de la roche sur le plan de faille libère de l'énergie, sous forme de chaleur et d'émission d'ondes élastiques. Plus la surface de rupture et le déplacement sont importants, plus la quantité d'énergie libérée. La **Magnitude** représente la quantité d'énergie libérée par le séisme. Lorsqu'un séisme est déclenché, des trains d'ondes sismiques se propagent dans la croûte terrestre. On nomme l'endroit du plan de faille où commence la rupture, alors que **l'épicentre** désigne le point de la surface terrestre à la verticale du foyer [2].

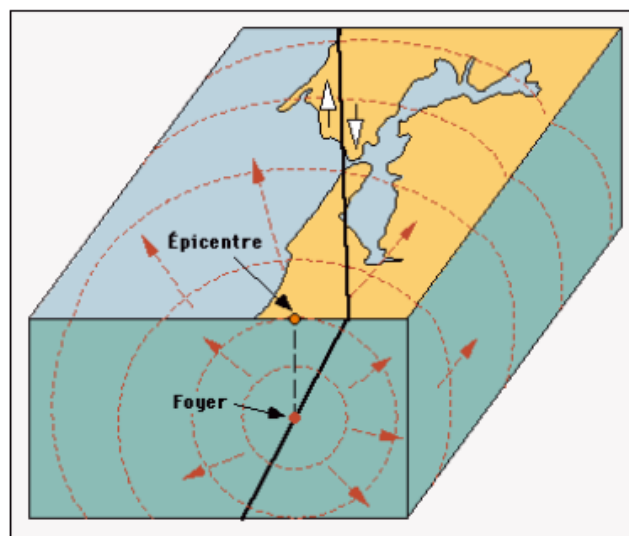


Figure I.4 : Caractéristiques d'un séisme [2].

I.4. Ondes sismiques

Il existe plusieurs types d'ondes sismiques. Tout d'abord, il y a des :

I.4.1. Ondes de volume qui vont traverser la terre. Leur vitesse dépend du matériau traversé et elle augmente avec la profondeur. On distingue deux types d'ondes de volume.

Ondes P, ou primaires, qui engendrent des dilatations et des compressions des sols parallèlement à la propagation de l'onde, sont les plus rapides.

Ondes S, ou secondaires, provoquent des mouvements du sol perpendiculaire à leur propagation.

I.4.2. Ondes de surface qui se propagent parallèlement à la surface et qui sont moins rapides que celles de volumes mais par contre qui peuvent être de plus forte amplitude. Elles se décomposent en deux types :

D'un côté les « **ondes de Love** » dont le déplacement se développe dans un plan horizontal perpendiculaire à la propagation de l'onde et les « **ondes de Rayleigh** » qui provoquent des déplacements complexes aussi bien verticaux qu'horizontaux [7].

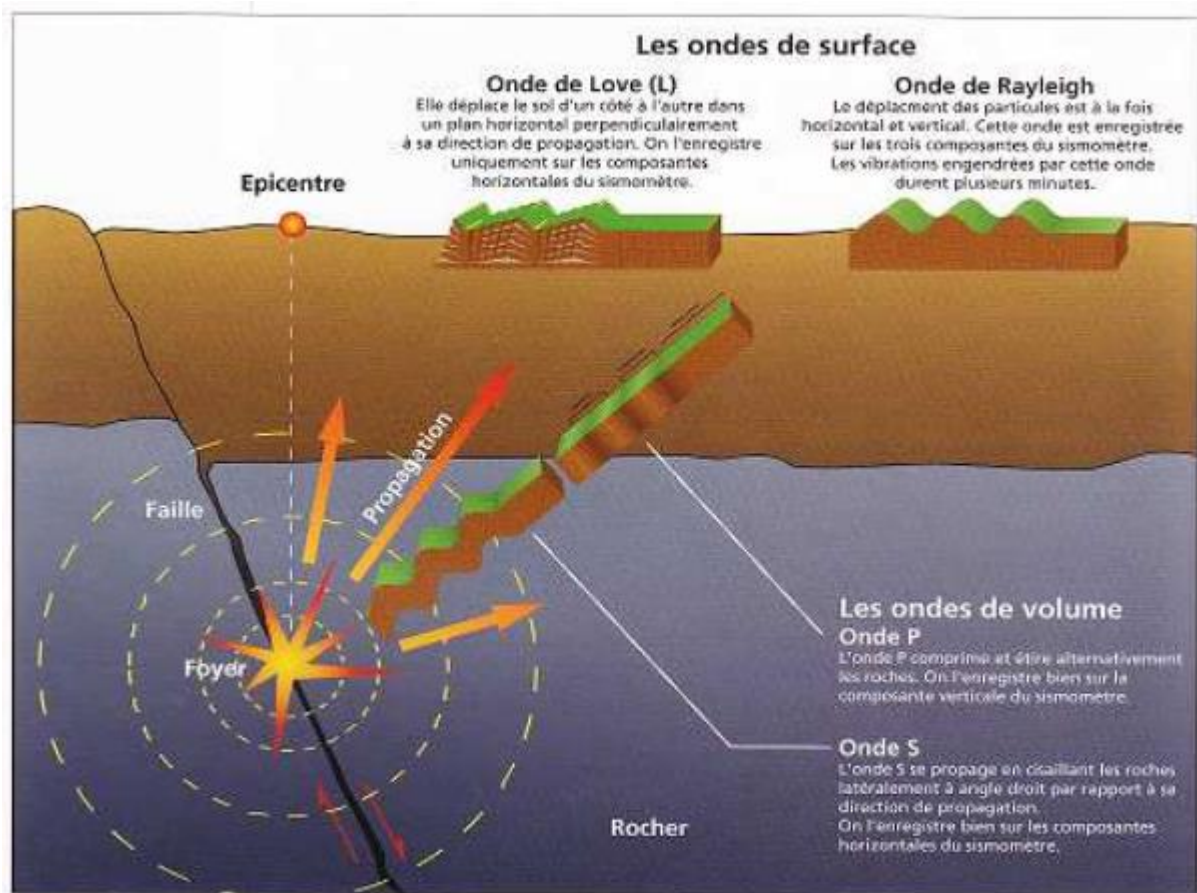


Figure I.5: Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre [8].

I.5. Magnitude et l'intensité

I.5.1. Magnitude M

La notion de magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain RICHTER. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épiscopentrale. En pratique, la magnitude d'une secousse sismique est déterminée d'après les Enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d'observation situés à des distances quelconques de l'épicentre. La magnitude est calculée soit à partir de l'amplitude du signal enregistrée par un sismomètre, soit à partir de la durée du signal lue sur le sismogramme. Son calcul nécessite plusieurs corrélations tenant compte du type de sismographe utilisé, de la distance entre le séisme et la station d'enregistrement, de la profondeur du séisme, de la nature

du sous-sol où se trouve la station d'enregistrement. Les corrélations permettent de calculer partout dans le monde la même magnitude pour un même séisme.

I.5.2. Intensité I (échelle de MERCALLI)

L'intensité I est mesurée par l'importance des secousses perçues, donc des dégâts occasionnés, qui seront principalement en fonction de la distance par rapport à l'épicentre et de la profondeur du foyer, mais aussi de la vulnérabilité des constructions [2].

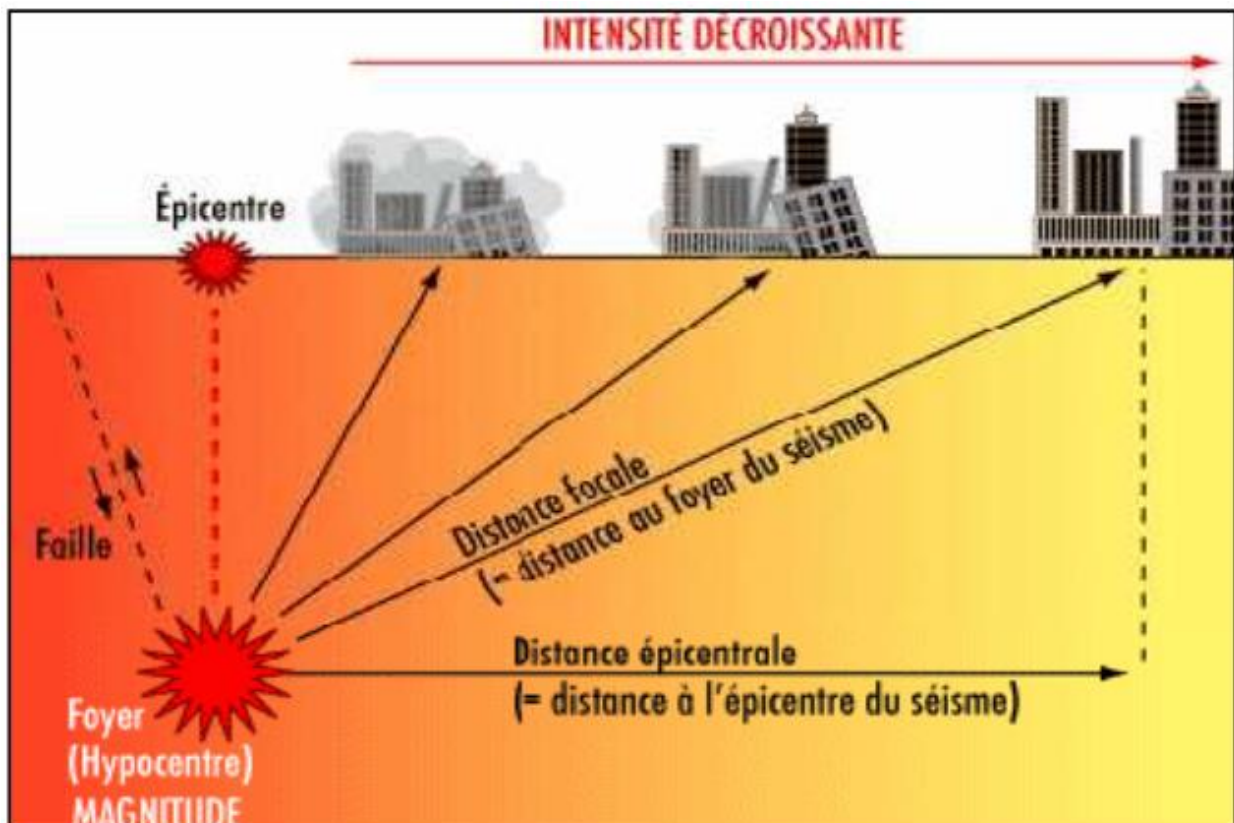


Figure I.6 : Relation Entre Magnitude Et Intensité [2].

I.6. Mouvement sismique

I.6.1. L'amplitude : elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération.

I.6.2. La fréquence : la une fréquence moyenne est déterminée en comptant le nombre de fois que l'accélérogramme coupe l'axe des abscisses par unité de temps.

I.6.3. La période : c'est la durée d'un cycle d'oscillations, ou bien l'inverse de la fréquence, ou bien le nombre de cycles par seconde. La notion de périodicité d'une sollicitation dynamique d'origine sismique sera fondamentale pour la compréhension du comportement dynamique des structures [2].

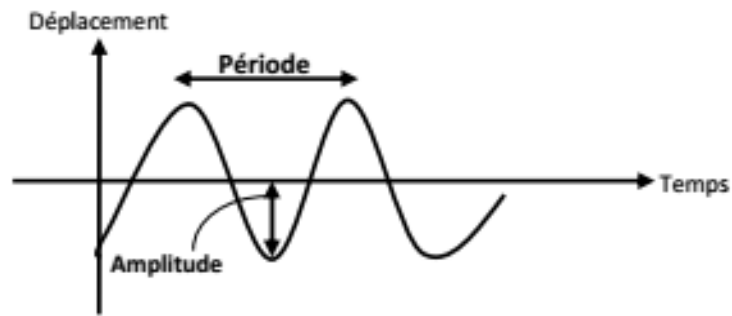


Figure I.7 : Mouvement ondulatoire [2].

I.7. Enregistrement des séismes

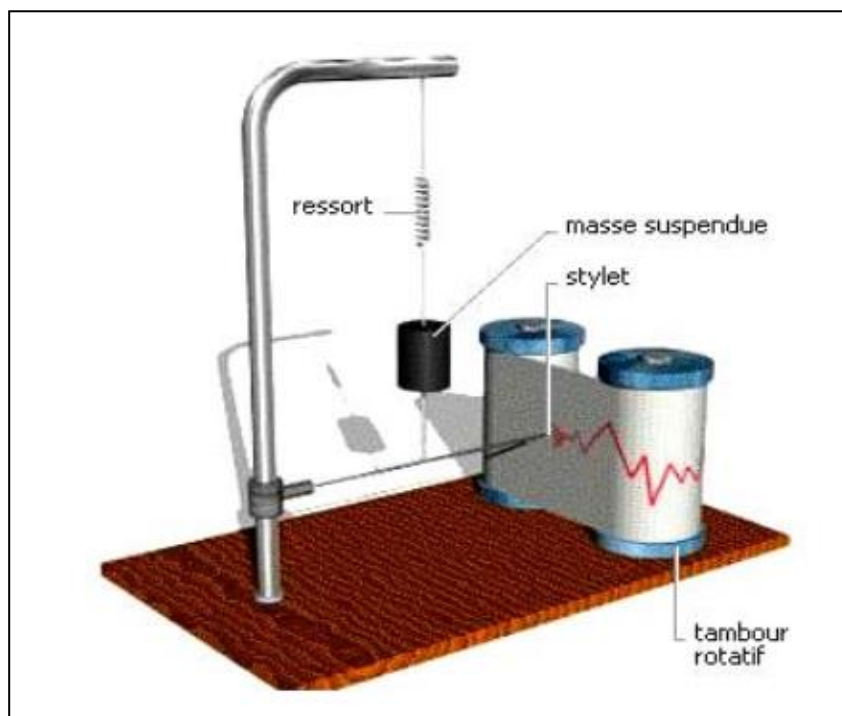


Figure I.8 : Fonctionnement D'un Sismographe [9].

Le sismographe présenté ici permet de détecter et d'enregistrer les mouvements d'ondes verticales. Lorsque d'une onde sismique atteint le sismographe, le sol, le cadre et le tambour rotatif vibrent en oscillant verticalement, alors que la masse suspendue par le ressort reste immobile du fait de son inertie, le stylet relié à la masse trace ainsi une ligne brisée sur le tambour [9].

I.8. Caractérisation des accélérogrammes

L'intégrale de Duhamel permet le calcul de la réponse dynamique de l'oscillateur simple quelle que soit la sollicitation. Un accélérogramme définit la description temporelle d'une

sollicitation dynamique $\gamma(t)$, d'un séisme par exemple. Différents paramètres peuvent caractériser des accélérogrammes pour un site donné :

- l'accélération maximale du sol ou amplitude maximale du mouvement du sol.
- le contenu fréquentiel du séisme représenté par son spectre de réponse.
- la durée de l'accélérogramme.
- le nombre de cycles forts.
- l'intensité d'Arias.

Les accélérogrammes utilisés peuvent être naturels ou synthétiques. Les accélérogrammes naturels sont choisis parmi une banque de données faites d'accélérogrammes réels. Les accélérogrammes synthétiques sont calculés pour reconstituer au mieux un spectre de réponse donné. Ils ont un nombre de cycles forts supérieur à celui d'un accélérogramme réel et sont donc plus endommageant. Pour obtenir les spectres de réponse élastique, plusieurs accélérogrammes, représentatifs des séismes probables d'une région, sont appliqués à des oscillateurs simples présentant des périodes propres diverses. La résolution de l'intégrale de Duhamel permet de définir, pour chaque période propre, le maximum de l'accélération, ou de la vitesse ou encore du déplacement de la masse. La courbe enveloppe de ces maxima constitue un spectre de réponse élastique [1].

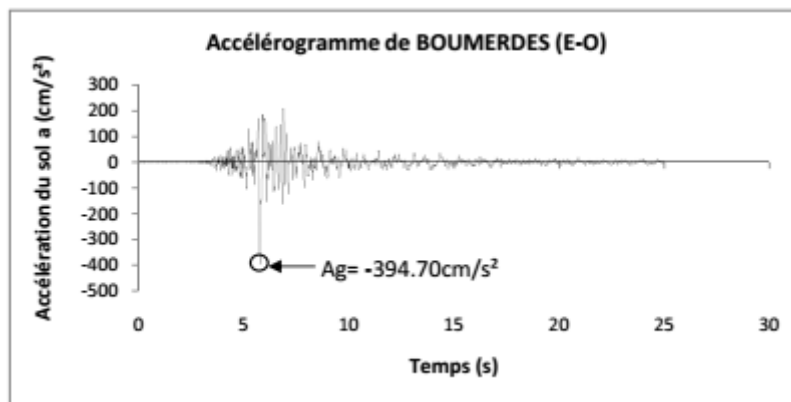


Figure I.9 : Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2) [2].

$$u(t) = \frac{-1}{\omega} \int_0^1 \gamma_s(\tau) e^{-\zeta \omega_0(1-\tau)} \sin \omega(1-\tau) d\tau \quad (\text{I.1})$$

$$\omega = \omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (\text{I.2})$$

ω : Pulsation du système amorti.

Le déplacement U_{max} ne dépend que de ω_0 et de ζ . Pour un amortissement donné, on fait varier la pulsation propre et on trace la courbe $(U_{max}; \omega_0)$, spectre de déplacement élastique de l'oscillateur.

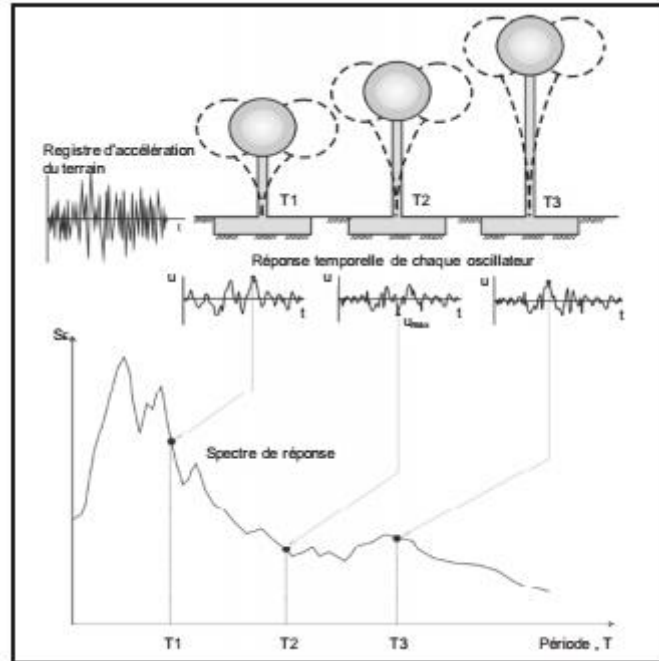


Figure I.10 : Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse [1].

I.9. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5 %).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (I.3)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence. L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation [6].

Conclusion

Le séisme est parmi les phénomènes naturels imprévisibles est qui représente un véritable danger en cassant des énormes dégâts est endommages les structures ainsi que des pertes des vies humaines si ceci frappe en face.

CHAPITRE II

LES STRUCTURE EN BÉTON ARMÉ

Introduction

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,...), on distingue deux types de structures : structure portique auto stable et structure mixte. Les constructions en général sont soumises à trois types d'actions qui sont les actions permanentes, les actions variables et accidentelles, Parmi les actions accidentelles « le séisme ». L'endommagement aux structures et occasionnant des pertes de vies humaines, des dégâts irrémédiables au patrimoine bâti et arrêt ou ralentissement de l'activité économique. Quels sont les résultats (les conséquences) de l'impact des différents types d'installations lorsqu'il est exposé à la puissance sismique ?

II.1. Différents type de structures en béton armé

II.1.1. Structure en portique auto stable (poteau + poutre)

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales [10]. 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 [11]. Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement auto stable :

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 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I, 4 niveaux ou 14 m en zone II_a et 3 niveaux ou 11 m en zone II_b et III.

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 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I et 4 niveaux ou 14 m en zone II_a et 3 niveaux ou 11m en zone II_b et 2 niveaux ou 8 m en zone III [6].



Figure II.1 : Ossature contreventée par portique auto stable [11].

II.1.2. Structure mixte (portique +voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales [10]. 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 emploi largement ce type de contreventement [12].

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable (Figure II.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 [11].



Figure II.2 : Ossature contreventée par voiles en béton armé [11].

II.2. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé

II.2.1. Dommages subis par les portiques

Les structures contreventées par portiques auto-stables sont les plus touchées par le séisme et du fait que le moment et le cisaillement soient essentiellement les efforts principaux que le portique doit supporter lors d'un chargement horizontal, on s'intéresse en premier lieu aux portiques, plus précisément à la zone nodale qui est l'essence même du portique [5].

a. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre



Figure II.3 : Rupture en zone nodale [5].



Figure II.4 : Dislocation de la section [5].



Figure II.5 : Rotule dans le poteau (comportement à éviter) [5].



Figure II.6 : Rotule dans la poutre (Comportement recherché) [5].

b. cisaillement des poteaux

Figure II.7 : Poteaux courts dus au vide sanitaire [5].



Figure II.8 : cisaillement d'un poteau court [13].

c. ruptures par écrasement

Figure II.9 : Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers [5].

d. flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage**Figure II.10** : flambement des poteaux [14].**Figure II.11** : .Décollement de l'enrobage [5].**e. rupture par flexion****Figure II.12** : Rupture par flexion des poutres [5].**Figure II.13** : Effondrement par flexion Izmir (Turquie) en2002 [11].**Figure II.14** : Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé (parking) lors du séisme de Northridge (Etats-Unis) en 1994 [11].

f. Dislocation des remplissages de maçonnerie

Figure II.15 : Dislocation des remplissages de maçonnerie [14].

II.2.2. Dommages subis par les structure mixte :(portique + voile)

Figure II.16 : Rupture de section
à la base des voiles [5].



Figure II.17 : Fissures ouvertes dans le voile [5].



Figure II.18 : éléments élancés [14].

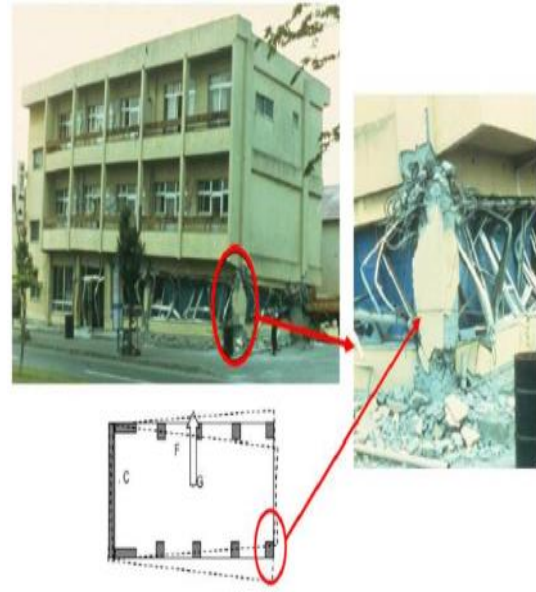


Figure II.19: Plastification d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles [10].

II.3. Principes de construction des structures parasismiques

Ces normes posent les bases de la construction parasismique :

- Il faut privilégier les formes compactes et équilibrées par rapport à la longueur et à la largeur du bâtiment.
- Les charges sont homogènes d'un étage à un autre.
- La position du centre de gravité devrait être la plus basse possible avec une distribution uniforme des masses.
- Il faut éviter que le bâtiment ne rentre en résonance.

II.3.1. Diviser les formes complexes en formes simples

Les bâtiments possédant une architecture régulière et symétrique se comportent mieux et sont plus résistants que les bâtiments aux formes géométriques complexes. En effet, les bâtiments aux formes complexes (L, T, etc.) sont moins résistants par rapport aux bâtiments symétriques car la jonction de deux parties formant une pièce complexe est soumise à des contraintes importantes. Chaque forme géométrique possède sa propre réaction.

Ainsi, si l'on assemble un bâtiment avec des formes dissymétriques, chaque partie aura une réponse sismique différente, fragilisant alors l'ensemble de la structure et rendant presque impossible la prévision de la réaction du bâtiment lors d'un séisme. Il faut donc diviser la structure complexe en volumes élémentaires reliés par des joints parasismiques. Par exemple, les

bâtiments en L entraînent des concentrations de contraintes locales au niveau des angles qui peuvent être très néfastes [15].

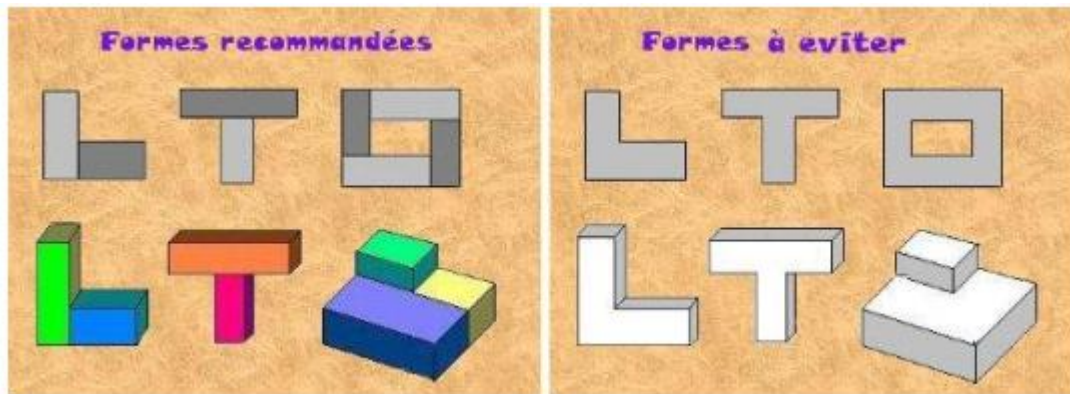


Figure II.20 : Des formes complexes aux formes simples [15].

II.3.2. Contreventements

II.3.2.1. Contreventement décalé

Les contreventements sont décalés lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs. En comparaison avec des contreventements continus sur toute la hauteur du bâtiment et construits dans les règles de l'art, les décalages de contreventement augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. C'est pourquoi il faut absolument éviter de décaler les contreventements.

II.3.2.2. Sauts de rigidité et de résistance

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale. Le cas échéant, il vaut mieux diminuer la rigidité et la résistance de bas en haut (à droite dans la (figure II.21) que faire l'inverse (à gauche) [10].

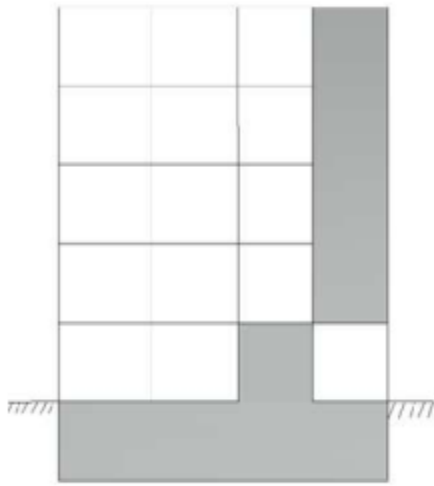


Figure II.21 : Le contreventement décalé [10].

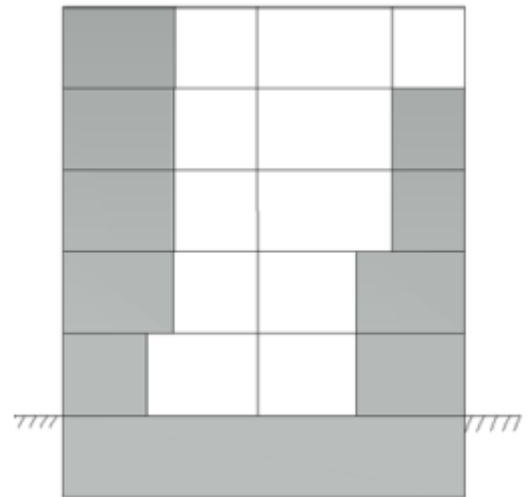


Figure II.22 : Sauts de rigidité et de résistance [10].

II.3.2.3. Distance entre les éléments de contreventement

Disposés en façade ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion (Figure II.23). La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant qu'élément de contreventement [16].

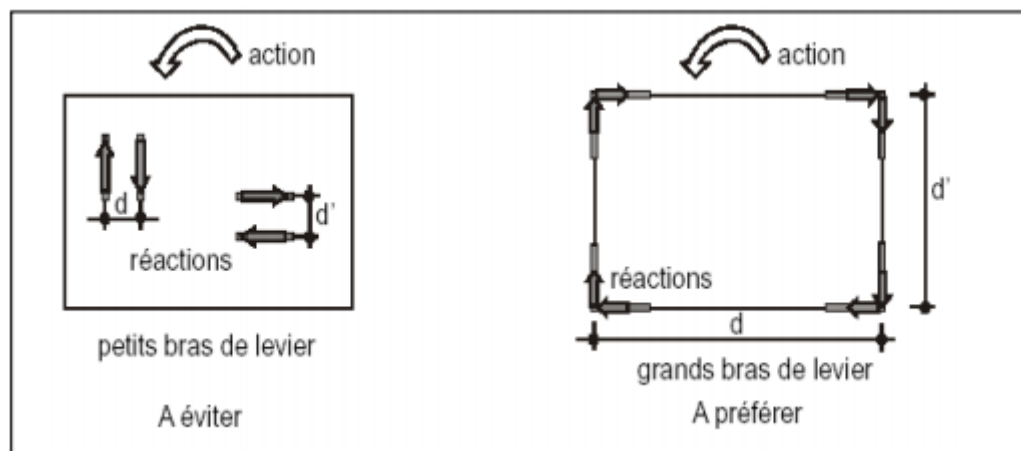


Figure II.23 : distance entre les contreventements [16].

II.3.3. Diaphragmes

Les diaphragmes sont des éléments planchers, toitures, etc..., la rigidité du diaphragme dépend principalement du matériau dont il est constitué et de sa forme. Une dalle en béton armé est préférable car elle est nettement plus rigide dans son plan qu'un plancher en bois, par exemple, des diaphragmes percés de grandes ouvertures sont à éviter car ils sont trop flexibles. Le rôle des diaphragmes est de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement. La transmission doit être plus uniforme possible pour ne pas surcharger un élément particulier et l'amener à la rupture. Dans ce but le diaphragme doit être, dans son plan,

plus rigide que les éléments verticaux de la stabilisation, évidemment, une bonne liaison doit être assurée entre eux [17].

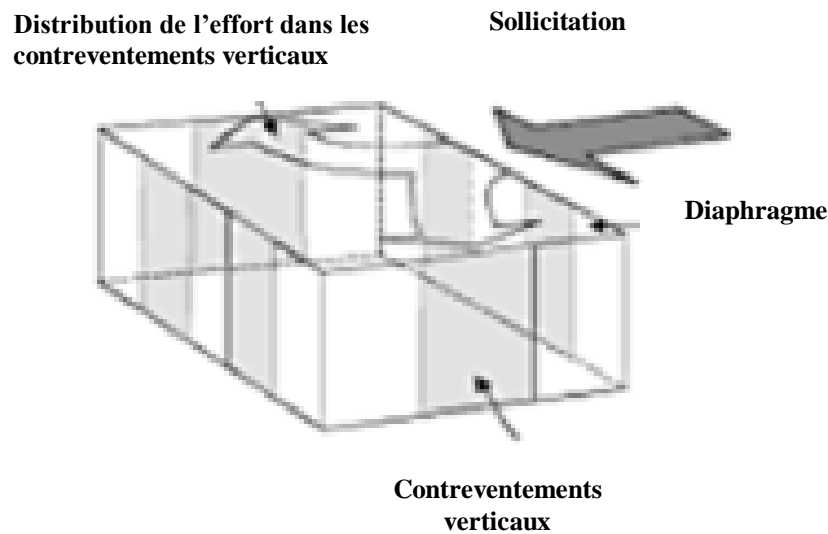


Figure II.24 : Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux [17].

II.3.4. Régularité en élévation

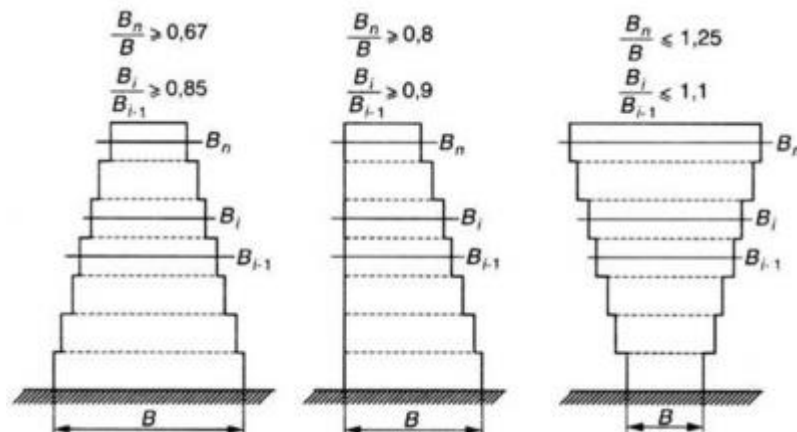


Figure II.25 : Retraits et porte-à-faux. Exemples de règles de limitations des irrégularités [6].

II.3.5. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas

excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier [6].

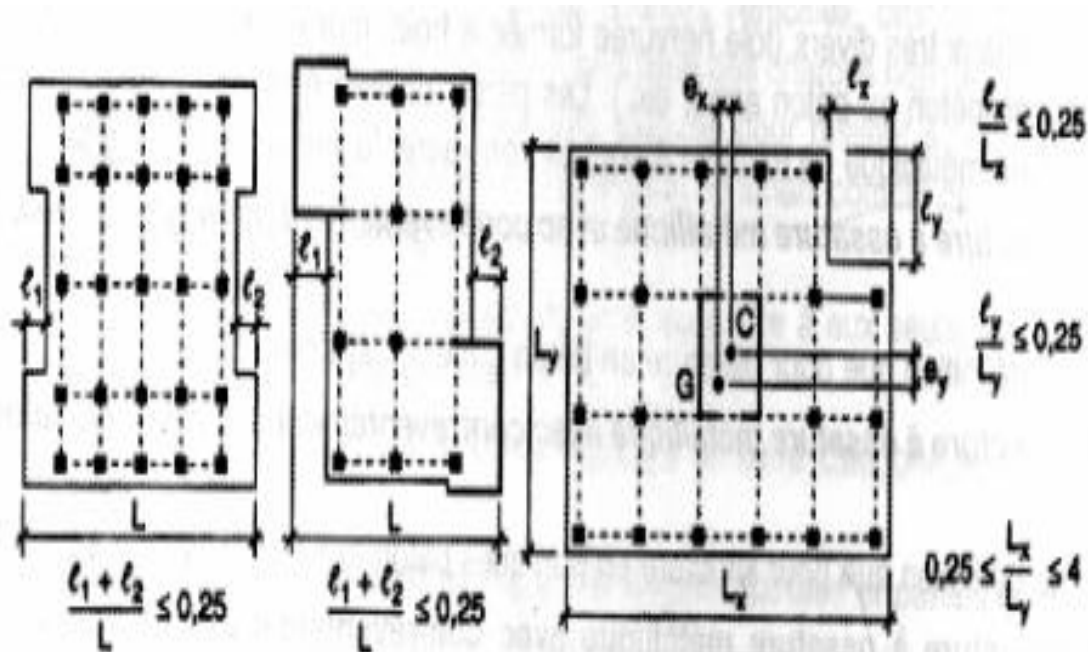


Figure II.26 : Régularité En Plan [6].

II.3.6. Rez-de-chaussée flexibles

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent dû au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés, le rez-de-chaussée est transparent et ne comprend que des colonnes porteuses. Il en résulte un niveau mou, flexible dans le plan horizontal. Or les colonnes sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place. Les déformations plastiques, dites rotules plastiques, qui apparaissent aux extrémités des colonnes déclenchent un mécanisme redouté dit «des colonnes» (ou «d'étage»), caractérisé par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable [10].



Figure II.27: Destruction du RDC [10].

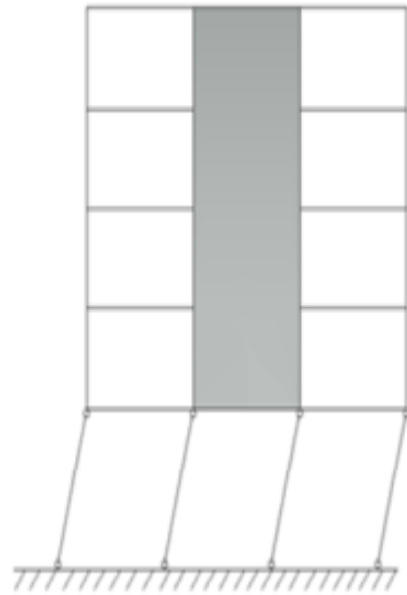


Figure II.28: Rez-de-chaussée flexibles [10].

II.3.7. Étages flexibles

Un étage peut également être plus flexible que les autres s'il est équipé de contreventements moins résistants ou que ces dispositifs font totalement défaut. Il arrive aussi que la résistance ultime dans le plan horizontal soit fortement réduite à partir d'une certaine hauteur dans toute la partie supérieure du bâtiment. Un tel ouvrage est également exposé au redouté mécanisme de colonnes (ou d'étage) [10].



Figure II.29: Étages flexibles [14].

II.3.8. Joints parasismiques

On a donc vu dans la partie précédente que les formes complexes étaient divisées en formes simples. Cependant, il ne faudrait pas que ces parties autrefois reliées entre elles et maintenant séparées ne s'entrechoquent. Les joints parasismiques ont donc été créés à cet effet.

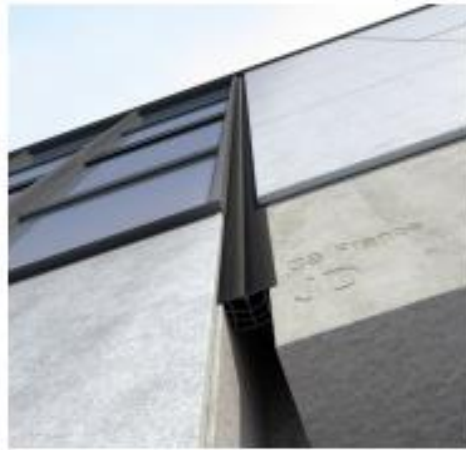


Figure II.30: Un joint parasismique entre deux bâtiments [15].

Conclusion

Lorsque l'on étudie le comportement des bâtiments soumis à des tremblements sismiques, et pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, on peut constater que ceux de formes géométriques simples sont les plus résistants. Installations mixtes moins touchés par le tremblement de terre par rapport à leur auto stable. Et charge donc plus résistants (tremblement de terre). Pour éviter tout cela dommage nous avons dû utiliser contreventement. En termes de sécurité et des bâtiments économiques mitigées le meilleur choix par rapport à l'auto-stable et en voile.

CHAPITRE III
MÉTHODE STATIQUE NON LINÉAIRE
(PUSHOVER)

Introduction

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. La méthode d'analyse de type "pushover", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "pushover"), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

III.1. Définition de l'analyse pushover

L'analyse 'pushover' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir figure III.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [1].

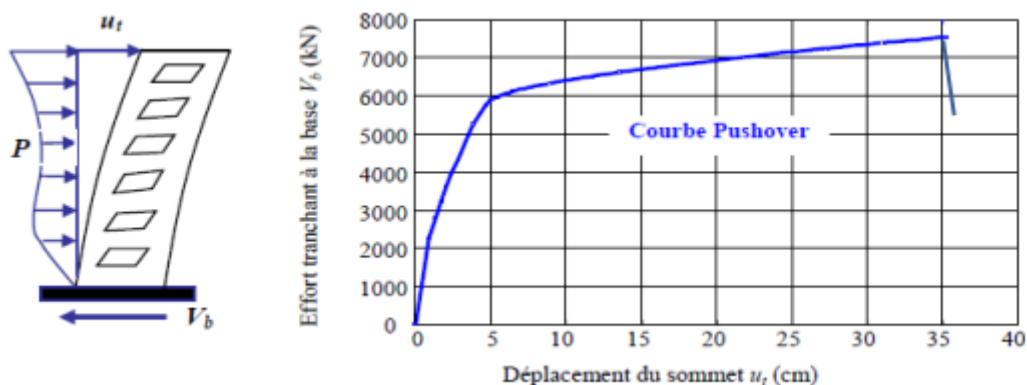


Figure III.1: Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet}) [18].

III.2. Origine de l'analyse Push over

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [16].

III.3. But de l'analyse pushover

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, 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 les quelles 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 [2].

III.4. Formulation de l'analyse pushover

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [16].

III.4.1. Mise en équation

Le vecteur de déplacement relatif X peut se mettre sous la forme :

$$X = \{ \phi \} x_i \quad (\text{III.1})$$

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

$$[M] \{ \phi \} \ddot{x}_i + [C] \{ \phi \} \dot{x}_i + Q = -[M] \{ I \} \ddot{x}_g \quad (\text{III.2})$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$X^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} X_i \quad (III.3)$$

En multipliant l'équation (2) par $\{\Pi\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{X} + C^* \dot{X} + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (III.4)$$

Représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (III.5)$$

$$c^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (III.6)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T Q \quad (III.7)$$

III.5. Point de performance

Il existe différentes méthodes d'évaluation du point de performance à savoir les règlements FEMA 273 et 356, ATC40 et Eurocode 8. Dans notre recherche nous intéressons uniquement au règlement de l'ATC40.

III.5.1. Approche globale du règlement ATC40

La méthode d'analyse proposée dans l'ATC 40 est désignée par la "demande en capacité". Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire "PUSHOVER" avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme dérivé du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance (point de fonctionnement) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subit et subséquemment son degré d'incursion dans le domaine plastique ce qui permet d'évaluer l'amortissement équivalent correspondant.

III.5.2. Etapes de la méthode l'ATC40

1. Conversion du spectre de réponse (S_a , T) en forme ADRS (Accélération-Déplacement de la Réponse Spectrale) en d'autre terme (S_a , S_d).
2. Détermination de la courbe de capacité de la structure sous forme ADRS.
3. Superposition des deux courbes de capacité et de demande afin de déterminer le point de performance

III.5.2.1. Courbe de capacité

La courbe de capacité est une représentation graphique qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet d'une structure, elle est obtenue par un calcul statique non linéaire (analyse PUSHOVER). L'obtention de cette courbe nécessite les étapes suivantes :

• Construction de la courbe de capacité en format (Sa-Sd) en forme ADRS

La courbe de capacité est une représentation graphique qui définit la capacité d'une structure vis-à-vis du chargement horizontal, elle est exprimée habituellement dans la représentation $V=f(\Delta_s)$ (Figure III.2).

Avec :

V : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Δ_s : Déplacement au sommet de la structure.

Cette courbe est ensuite transformée dans la représentation (Sa-Sd) par l'intermédiaire des paramètres propres au premier mode de déformation (figure III.3) On a donc :

$$S_a = V\alpha_1 / W \tag{III.8}$$

L'effort normal à la base est divisé par la masse vibrante pour obtenir l'accélération correspondante (la force étant la masse par accélération) et comme on prend en considération que le premier mode, on doit diviser le résultat ainsi obtenu par le facteur de masse vibrante dans ce mode.

$$S_d = D / (P_{f1} \times \phi_{1s}) \tag{III.9}$$

Par contre, le déplacement au sommet de la structure est divisé par le facteur de participation du premier mode.

$$\alpha_1 \text{ Coefficient de masse modale ; } \alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i)^2}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i)^2} \tag{III.10}$$

$$P_{f1} \text{ : Facteur de participation du premier mode ; } P_{f1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i)^2} \tag{III.11}$$

ϕ_{1s} : Amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à un 1.

W : poids total de la structure.

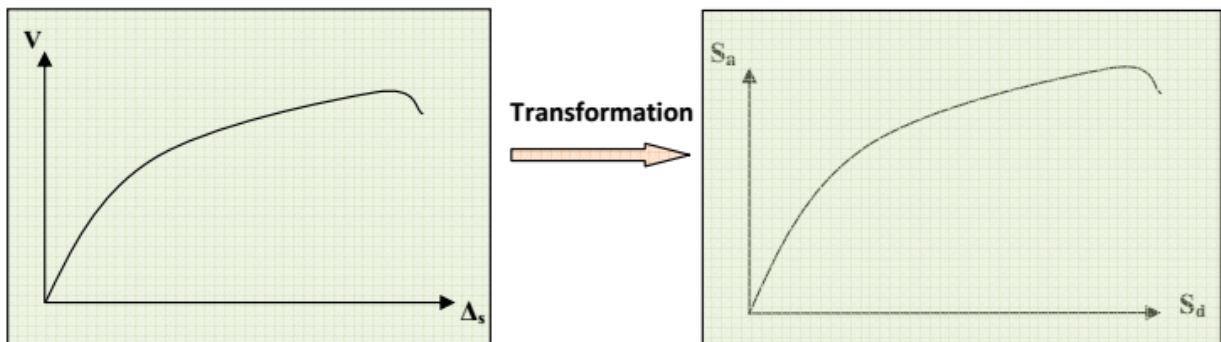


Figure III.2 : Courbe de capacité, format (V-D)

Figure III.3 : Courbe de capacité, format (Sa-Sd)

III.5.2.2. Demande sismique

La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse qui nous fournit la réponse maximale d'un oscillateur linéaire soumis à un séisme. Cette courbe est simplement obtenue pour un oscillateur linéaire de masse (M) de raideur (K) et d'amortissement (C) dont le déplacement relatif par rapport à son support est soumis à une excitation sismique représentée par l'enregistrement de l'accélérogramme choisi. Cette courbe est obtenue de la façon suivante :

- **Construction de la courbe de demande sismique en format (Sa-Sd)**

Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux (ζ) (Figure III.4). Avec :

S_a : accélération spectrale.

T : période d'oscillation.

Chacun des points précédents $S_{ai} = f(T_i)$ est transformé dans un diagramme $S_a = f(S_d)$ (Figure III.5) [2].

Où (S_d) est le déplacement spectral donné par la relation

$$S_a = \frac{T^2 S_d}{4I^2} \quad (III.12)$$

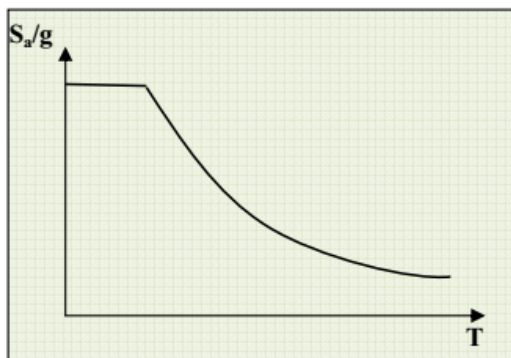


Figure III.4 : Le spectre de réponse, format (Sa/g-T)

Transformation
→

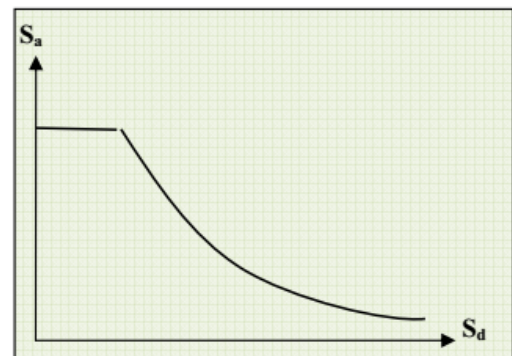


Figure III.5 : Le spectre de réponse, format (Sa-Sd)

III.6. Grandeur Rotation de ruine selon l'ATC40 et FEMA356

L'ATC40 et FEMA365 fournissent un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux qui ne prennent en compte que très peu de paramètres. Dans ces guides américains, la loi moment – rotation comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur a, la ruine étant atteinte pour une rotation plastique b, une fois

la rotation de ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît comme la montre la (figure III.6)[16].

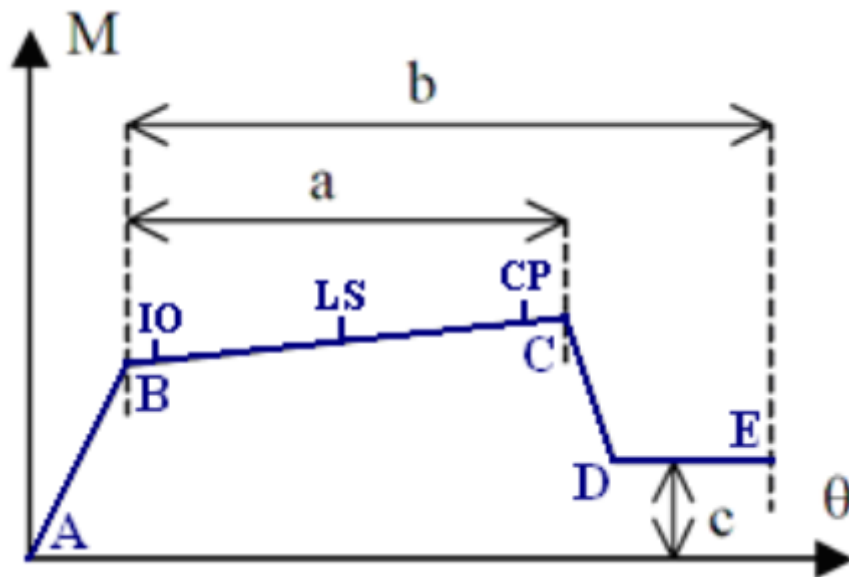


Figure III.6 : Loi Moment –Rotation simplifiée de l'ATC40.

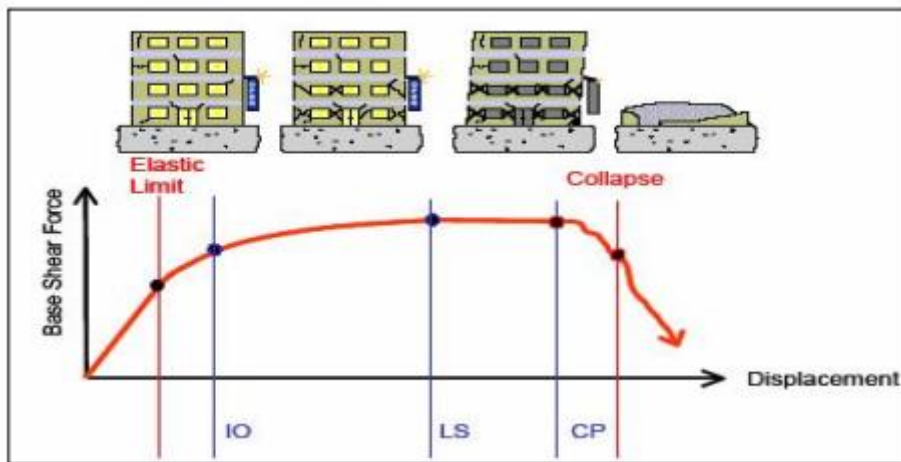


Figure III.7 : séquence de rotation et endommagement correspondant [16].

Fema 356 (Figure III.7). Définit 4 niveaux de performance et des états de dommage limites correspondants :

- **O (Opérationnel)**, les fonctions du bâtiment restent opérationnelles, les dommages sont insignifiants.
- **IO (Immediate Occupancy)**, les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

- **LS (Life Safety)**, la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- **CP (Collapse Prévention)**, la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre. les déformations (O, IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules [16].

Conclusion

L'analyse push over est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs des structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes. Les résultats obtenus à partir d'une analyse push over en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure [19]. La méthode push over évolutive à l'avenir et donc possibles nous donner de nouvelles solutions constructions connexes, qui sont exposés au tremblement de terre.

CHAPITRE IV
MODÉLISATION ET ANALYSE
NUMÉRIQUE

Introduction

L'analyse push over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Pour ce faire, nous utilisons le logiciel 'SAP2000', La modélisation et l'analyse selon les étapes suivantes :

- Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
- Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
- Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc).
- Analyse élastique linéaire de la structure.
- Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).
- Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

IV.1. Modélisation des structures étudiées

IV.1.1. Présentation et description des structures étudiées

Les deux structures étudiée est un bâtiment en béton armé en(R+4) à usage d'habitation, régulières en plan et en élévation Elles sont considérées implantées sur un **site Meuble (S3)** dans la wilaya de M'sila qui est classée selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

La première est une structure portique auto stable (poteau - poutre) qu'on appelle dans le reste du mémoire variante 1, elle est illustrée dans la (figure IV. 1), la deuxième comporte des voiles de 2 m de largeur dans les deux sens qu'on appelle variante 2 (figure IV. 2)

Tableau IV.1 : Les caractéristiques géométriques des bâtiments étudiés.

Structure	Sens- x		Sens-y		H _{RDC} (m)	H _{de chaque étage} (m)	H _{total} (m)
	L _{travé} (m)	L _x (m)	L _{travé} (m)	L _y (m)			
Auto stable	4.5	18.40	4.5	9.40	3.06	3.06	15.3
Mixte	4.5	18.40	4.5	9.40	3.06	3.06	15.3

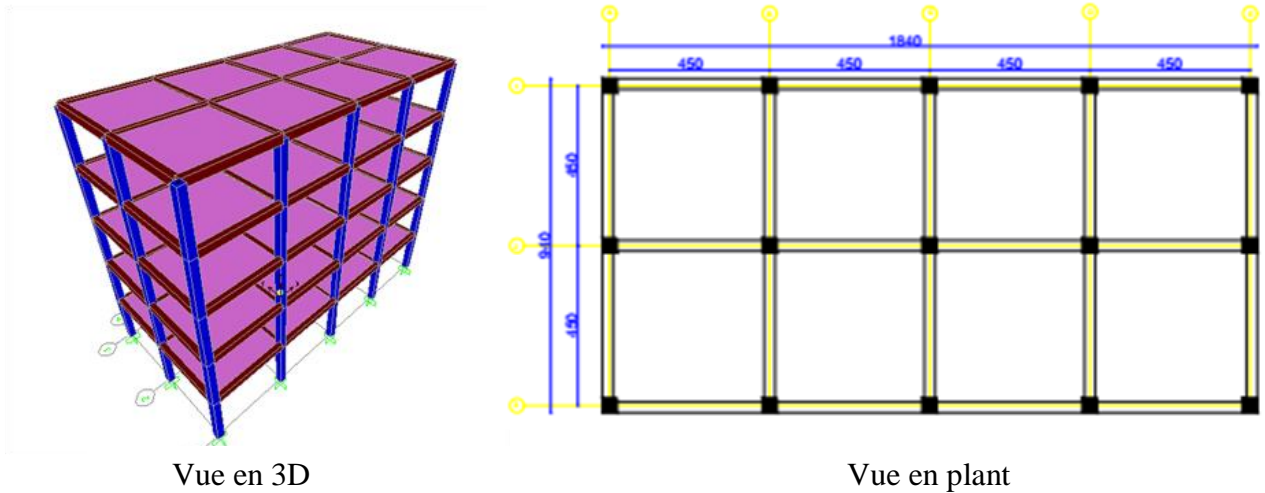


Figure IV.1 : Géométrie de la structure portique auto stable.

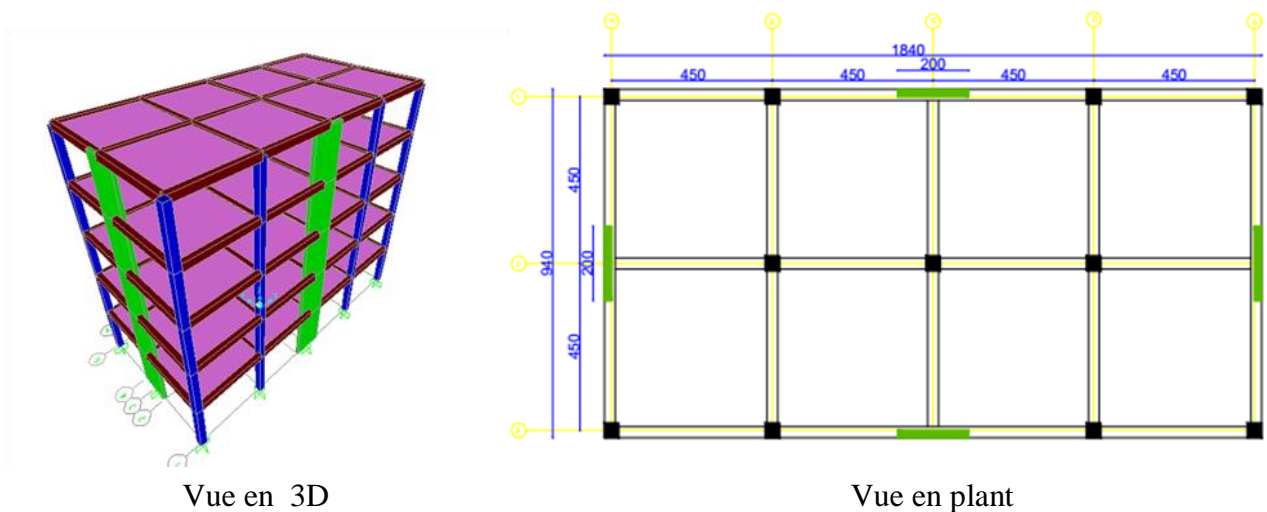


Figure IV.2 : Géométrie de la structure mixte (portique + voile).

IV.1.2. Propriétés des matériaux utilisés

Béton :

- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=25000 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique : 25 KN/m^3
- E_b : Module de Young: $E_b =32164195 \text{ KN/m}^2$
- f_{bu} : Contrainte limite du béton en compression « ELU »
- $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$ est la valeur de calcul de la contrainte du béton.
- Le coefficient dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta=1 \text{ si durée } >24 \text{ h.}$$

$$\theta=0.9 \text{ si } 1 \text{ h} > \text{durée} < 24 \text{ h.}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité : $\gamma_b=1.5$ (cas courants) $\gamma_b =1.15$ (combinaisons accidentelles).
- coefficient de poisson : $\nu=0.2$
- f_{t28} : résistance limite en traction du béton
- ε_{be} : déformation limite élastique $\varepsilon_{be} = 2 ‰$
- ε_{bu} : déformation ultime $\varepsilon_{bu} = 3,5 ‰$

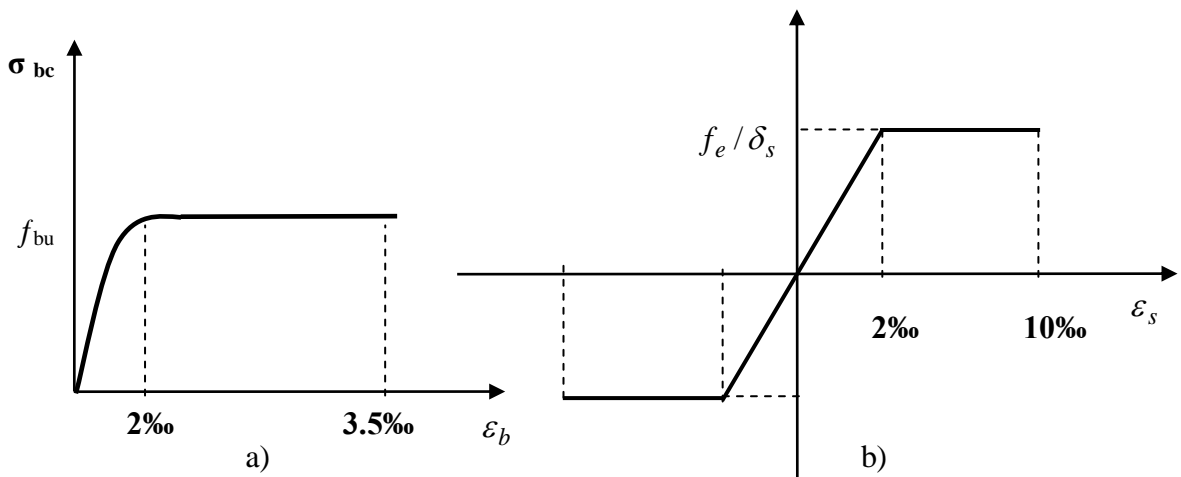


Figure IV.3 : Diagramme de contrainte – déformation : a) béton et b) acier.

Acier :

- Rond lisse de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- Haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_e : Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence.
- f_{es} : Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse.
- ε_{se} : Déformation limite élastique.
- ε_{su} : Déformation ultime.

Tableau IV.2 : Propriété de l'acier en fonction du type.

Désignation	f_e (Mpa)	$\varepsilon_{se} ‰$	$\varepsilon_{su} ‰$	E_s (Mpa)
Fe E235 Rond lisse	235	2	10	$2.1 \cdot 10^5$
Fe E400 (HA)	400	2	10	$2.1 \cdot 10^5$

IV.1.3. Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux Selon BAEL et vérification selon RPA 99 V/2003

➤ **Les poutres :**

h : hauteur de poutre est donnée par la formule suivant :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la poutre.

La largeur b de la poutre est donnée comme suit :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

➤ Les poutres doivent respecter les dimensions (RPA/version 2003 article 7.4.3.1)

$$B \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4.0$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

➤ **Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux est fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité ; Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$B \geq N/\sigma_{bc}$$

Avec:

B : Section transversale du poteau.

$$N = G + Q \quad (\text{IV.1})$$

N : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{IV.2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.} \quad (\text{IV.3})$$

Les poteaux sont pré dimensionnés en vérifiant la condition ci-après ou leur section, B_c est déterminée comme suite :

à l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA/version 2003 article 7.4.3.1 ; stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

B_c : Section de béton du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas égale 25Mpa.

Min (b , h) \geq 25cm en zones II_a

➤ **Les Voiles :**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

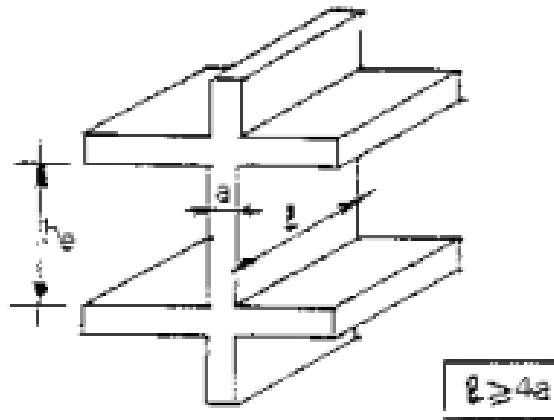


Figure IV.4 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

On adopte une épaisseur des voiles = **20 cm**. Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales (vérification voir l'annexe) [6].

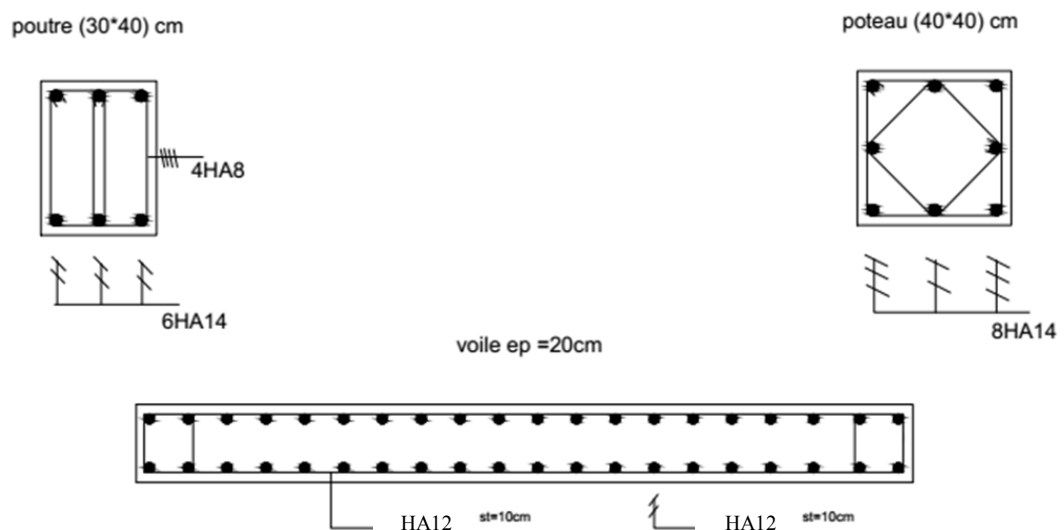


Figure IV.5. Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux et des voiles des deux structures.

IV.1.4. Définition des charges

Les charges que nous allons définir dans cette analyse sont de deux types : les charges gravitaires et les charges latérales.

➤ Les charges gravitaires sont les charges permanentes (**G**), ainsi que les charges d'exploitation (**Q**) multipliées par leur coefficient de pondération ' β ', bâtiment d'habitation $\beta=0,2$

$$\mathbf{G}=5.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{Q}=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Charges gravitaires} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{- Poids total de la structure : } W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{IV.5})$$

Tableau IV.3 : Les valeurs des charges gravitaires.

Structure	\mathbf{W}_G (KN)	\mathbf{W}_Q (KN)	β	\mathbf{W} (KN)
Auto stable	4756.40	1297.20	0.2	5015.84
Mixte	5123.60	1297.20	0.2	5383.04

➤ Les charges latérales dans une direction horizontale définies dans ces études sont présentées dans les tableaux. la distribution de la charge appliquée en chaque étage on utilise l'équation (IV.6).

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot V_b \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

F_j : Force appliquée en chaque niveau

V_b : Pseudo force sismique

$$\text{- } V_b = A.D.Q.W / R \quad (\text{IV.7})$$

Tableau IV.4 : Les données sismiques.

Structure	Portique	Mixte
coefficient d'accélération de zone	A= 0.15	A= 0.15
facture d'amplification dynamique moyenne	D= 2.20	D=1.9
facture de qualités	Q= 1	Q= 1
coefficient de comportement global de la structure	R= 3.5	R=5
poids totale de la structure	W=4698 KN	W= 5310 KN

force sismique totale appliquée à la base	$V_b = 424.95 \text{ KN}$	$V_b = 302.67 \text{ KN}$
---	---------------------------	---------------------------

Tableau IV. 5: Distribution des charges latérales.

Structure	Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i * h_i$ (KN .m)	$\frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$	V_b (KN)	F_i (KN)
Portique	RDC	3.06	1003.16	3069.66	0.066	424.95	28.32
	1 ^{er}	6.12	1003.16	6139.33	0.133	424.95	56.51
	2 ^{ème}	9.18	1003.16	9209.00	0.199	424.95	84.56
	3 ^{ème}	12.24	1003.16	12278.67	0.266	424.95	113.03
	4 ^{ème}	15.3	1003.16	15348.34	0.333	424.95	141.50
Mixte	RDC	3.06	939.6	2875.17	0.063	302.67	19.36
	1 ^{er}	6.12	939.6	5750.35	0.168	302.67	50.86
	2 ^{ème}	9.18	939.6	8625.52	0.191	302.67	58.10
	3 ^{ème}	12.24	939.6	11500.70	0.255	302.67	77.47
	4 ^{ème}	15.3	939.6	14375.88	0.319	302.67	96.84

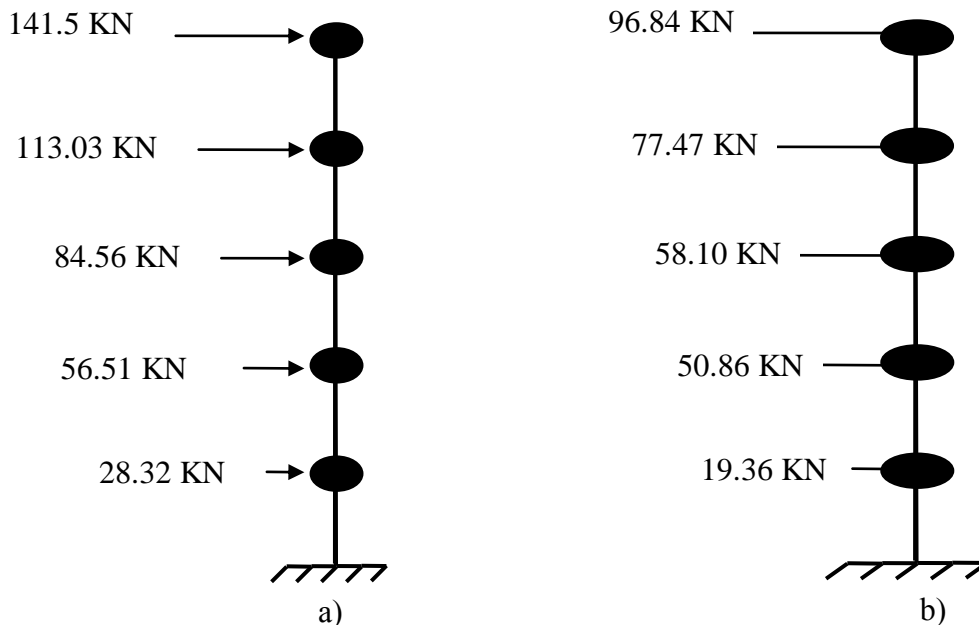


Figure IV.6 : Distribution des charges latérales des structures
a) pour la structure auto stable et b) pour la structure Mixte.

IV.1.5. Loi de comportement non linéaire de la structure

IV.1.5.1. Loi de comportement non linéaire de la structure des poutres et poteaux

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement **non linéaire** des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Des rotules de type moment (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P), Torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies **par défaut** par le logiciel comme suit :

- **Poutres** : Rotules de flexion (**Default M3**), cisaillement (**Default V2**).
- **Poteaux** : Rotules de flexion (**Default PMM**), cisaillement suivant axe 2-2 (**Default V2**), cisaillement suivant axe 3-3 (**Default V3**).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40** et **FEMA 356**. Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force- déformation .Les rotules de flexion "**Default M3**" et de cisaillement "**Default V2**" sont introduites aux niveaux des zones nodales des **poutres** comme suit :

Sélection des poutres → **Assign** → **Frame/Line** → **Frame Non Linear Hinges**.

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure IV.7**), pour chaque de type de rotule choisie "**Hinge Property**", on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs des rapports (**0**) et (**1**) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

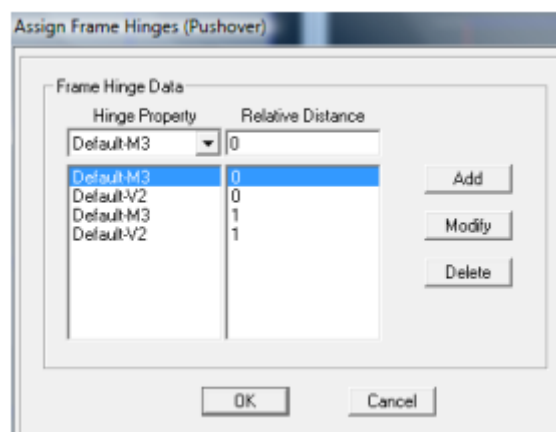


Figure IV.7 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

Pour ce qui est des **poteaux**, on introduit des rotules de cisaillement “V3” et “V2”, et des rotules de type “**Default PMM**” qui tiennent compte de l’interaction (effort normal-moment). Pour chaque de type de rotule choisie “**Hinge Property**”, on introduit dans la case “**Relative Distance**” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

IV.1.5.2. Loi de comportement non linéaire des voiles

En résumé, le comportement non linéaire des éléments (**poutres, poteaux**) est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l’élément est supposé linéaire élastique. Une approche de modélisation “simplifiée” n’est en aucun cas une méthode simpliste, comme discuté par Vulcano (Vulcano et Al, 1987), la modélisation non linéaire des voiles peut être efficacement effectuée en utilisant des modèles analytiques et numériques basées sur une approche **macroscopique**. Dans les approches habituelles de modélisation non linéaire, le voile est modélisé par un élément “**Poteau-Poutre**” équivalent situé sur l’axe central du voile. Ce modèle se compose d’un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques, les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. (**Figure IV.8**).

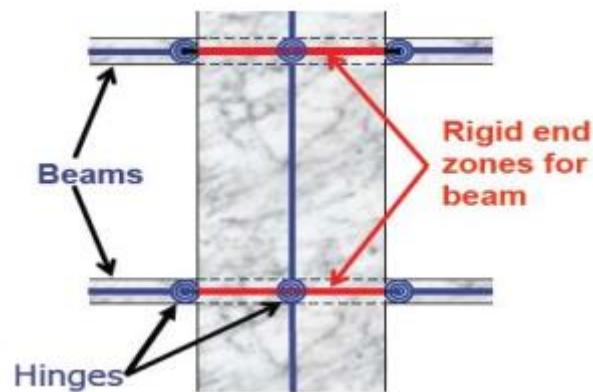


Figure IV.8: Modèle “ Poteau-Poutre équivalent”.

IV.1.5.2.1. Loi de comportement non linéaire des rotules de flexion (PMM)

En introduisant des rotules de type (P-M3-M2) pour l’élément linéaire équivalent de dimension (0.2mx2m), le logiciel affiche un message d’erreur du a la non convexité de la courbe d’interaction effort normal – moment. Par conséquent, on a été contraint de déterminer la loi de comportement en flexion (moment-rotation) pour chaque voile en fonction de la variation de l’effort normal (N). Pour passer de la loi moment courbure (M- ϕ) a la loi moment rotation

($M-\theta$), il suffit de multiplier les courbures obtenues par la longueur de rotule plastique (l_p). Le règlement **ATC 40** recommande de calculer (l_p) en utilisant la formule suivante :

$$L_p = 0.5a$$

a : longueur du voile

La loi de comportement non linéaire en flexion du voile peut à présent être introduite dans le logiciel (**figure IV .9**), comme suit :

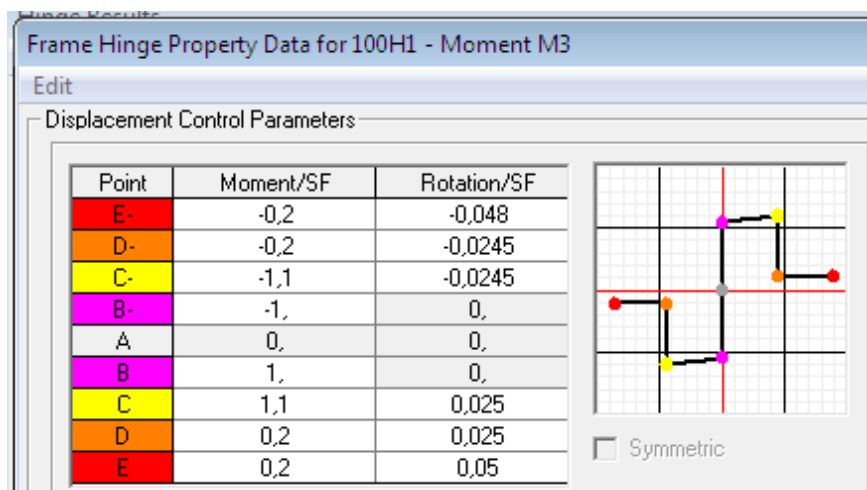


Figure IV.9 : Exemple loi de comportement ($M - \theta$) voile (0.2mx2m) ferrillé en double nappe (T12/10cm) soumis à un effort normal de compression.

VI.1.5.2.2. Loi de comportement non linéaire de la rotule de cisaillement (V2 ou V3)

Une rotule de cisaillement est un cisaillement au milieu de l'élément linéaire équivalent, le choix du type de rotule "V2" ou "V3" dépend de l'orientation de l'axe local de cet élément. La rotule est définie de type "V2" si la longueur du voile est suivant la direction (x-x), et de type "V3" si la longueur du voile est suivant la direction (y-y). En raison du comportement fragile du béton en cisaillement, le règlement **FEMA 356** recommande de définir les rotules de cisaillement par une courbe idéalisée, **seulement** lorsque l'effort normal agissant sur le voile est inférieur à ($0.15 A f_{c28}$), au-delà de cette valeur, les rotules doivent être définies avec une ductilité nulle (Comportement fragile). En résumé, le voile est modélisé par un élément "Poteau" équivalent situé sur l'axe central du voile relié à des poutres infiniment rigides. Des rotules plastiques de flexion sont introduites aux extrémités et une rotule plastique de type "V2 ou V3" au milieu du voile traduit le comportement en **cisaillement** du voile (**Figure IV.10**).

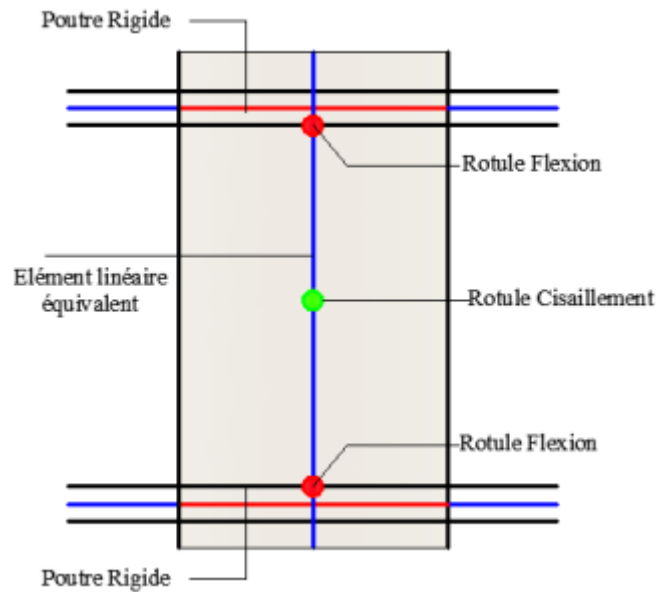


Figure IV.10: Modélisation du voile par un élément “Poteau -poutres équivalent”.

Cependant il y a lieu de noter que ce modèle est une approche simplifiée, qui de ce fait néglige certaines caractéristiques du comportement observées expérimentalement, en particulier, le décalage de l'axe neutre le long de la section transversale pendant le chargement du voile, et l'interaction avec les éléments structuraux reliés au voile [20].

IV.1.6. Courbes de capacité de la structure

Pour déterminer les courbes de capacité de la structure, deux modèles d'analyse ont été réalisés :

- **Analyse modale** pour les charges gravitaires est indispensable, elle est réalisée dans le cas élastique linéaire. Cette analyse permet d'en déduire les éléments nécessaires à la conversion des courbes de capacité en spectres de capacité. Ces éléments sont: la déformée modale au sommet du bâtiment, la masse de l'oscillateur simple de translation équivalent, le facteur de participation modale ainsi que les facteurs de charges [14].
- **Analyse statique non linéaire** est réalisée sur le même modèle 3D de la structure, le modèle est d'abord soumis aux forces verticales, ensuite à un système de forces horizontales similaire aux forces sismiques, qui sont augmentées jusqu'à la ruine de la structure, ou bien jusqu'à ce que le déplacement maximum soit atteint.

Pour effectuer cette analyse, nous avons utilisé la loi globale de comportement bilinéaire en déformation qui est définie dans le FEMA 356 et ATC40 [15].

IV.1.6.1. Modélisation de l'action sismique

Pour la méthode de spectre de capacité "ATC40" qui est basée sur les déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement –accélération, format (A- D). Il est à noter que ces types de spectres propres aux différents types de sol n'existent pas dans les Règles Parasismiques algériennes RPA.

La méthode d'établissement du spectre format (A-D), Il faut donc introduire les coefficients C_a (coefficient sismique d'accélération) et C_v (coefficient sismique de vitesse) qui permettent de caractériser le type de sol et l'action sismique.

Dans notre cas, la structure est située dans la zone IIa et sur un sol de classe S3, donc $C_a = 0.22$ et $C_v = 0.32$.

IV.2. Résultats et comparaisons

IV.2.1. Résultats d'analyse statique non linéaire (pushover)

Les courbes force -déplacement (effort tranchant à la base –déplacement au sommet de la structure) déduites du calcul numérique pour la structure auto stable sont présentées dans les figures IV.11, IV.12 et pour la structure mixte sont présentées dans les figures IV13, IV14 pour le sens longitudinal (x) et le sens transversal (y) respectivement pour la structure mixte. En général, ces courbes de capacité comportent une phase élastique linéaire suivie d'une phase non-linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques, jusqu'au moment de la rupture.

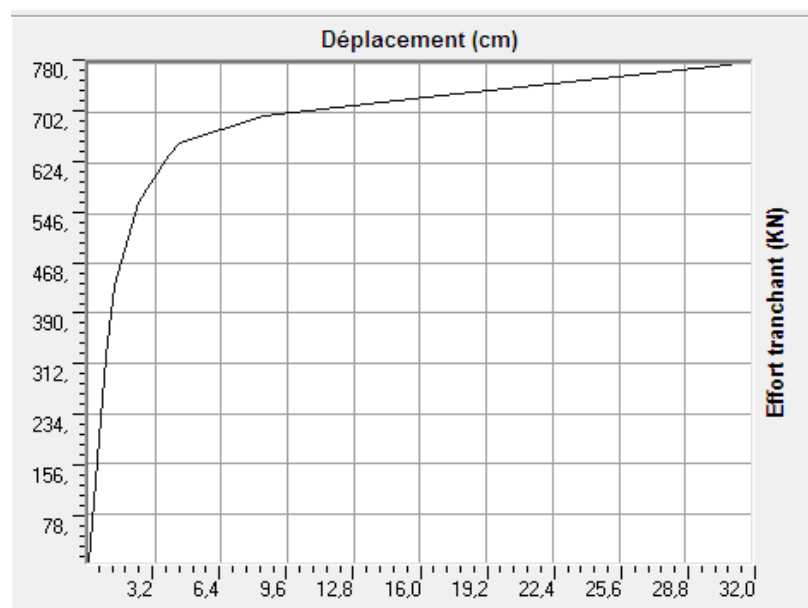


Figure IV. 11 : Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (x).

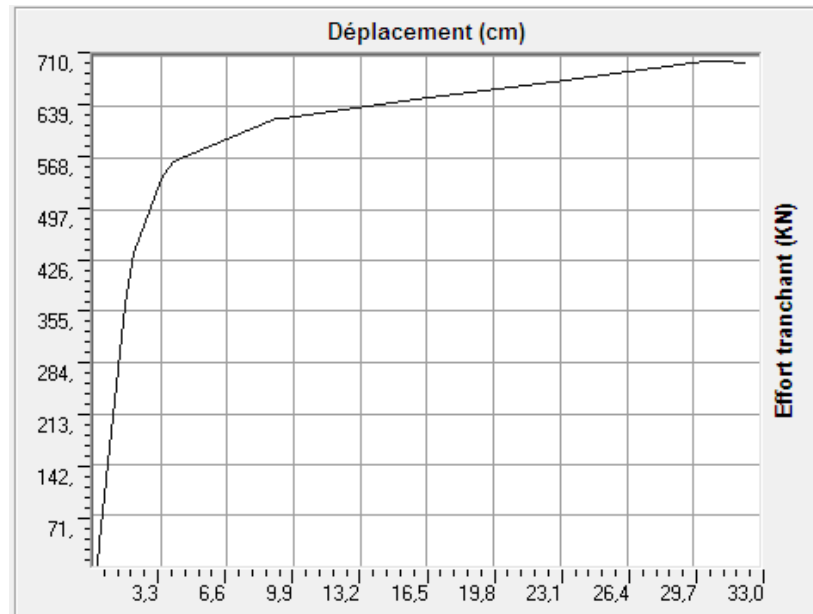


Figure IV.12 : Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (y).

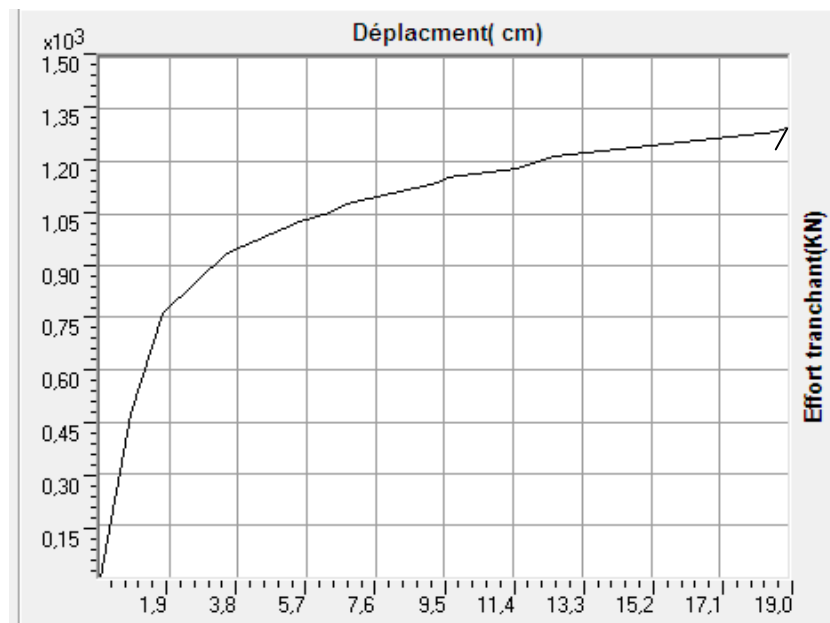


Figure IV. 13 : Courbe de capacité de la structure mixte : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (x).

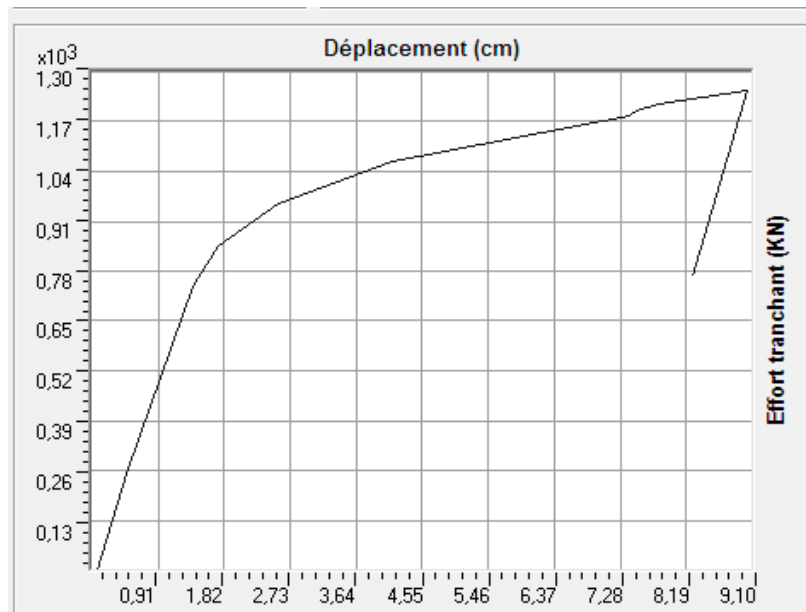


Figure IV.14 : Courbe de capacité de la structure mixte : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (y).

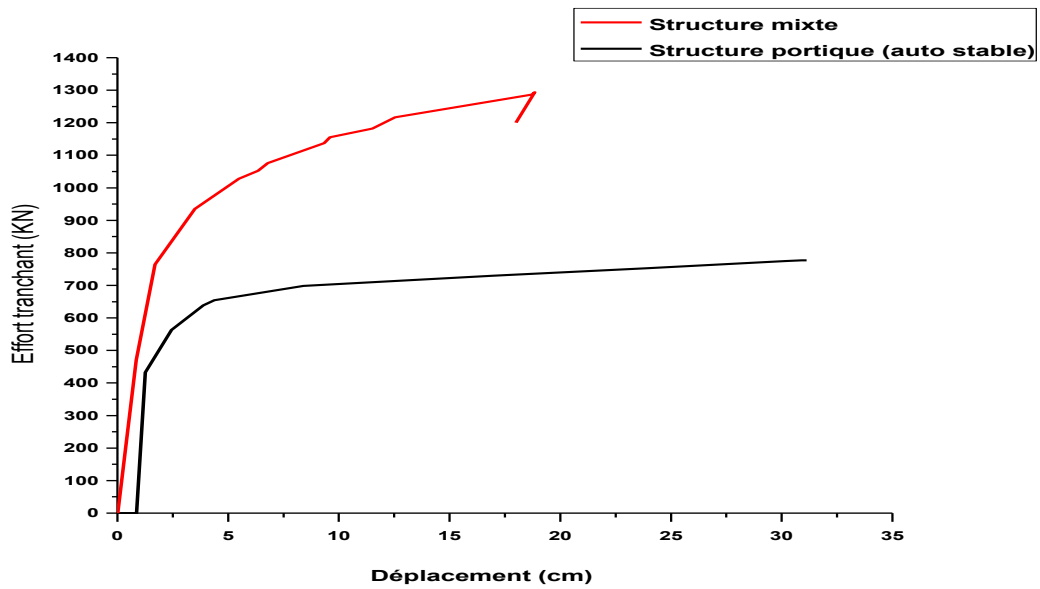


Figure IV. 15 : Comparaison des Courbes de capacités de structure portique (auto-stable) avec structure mixte (effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal x).

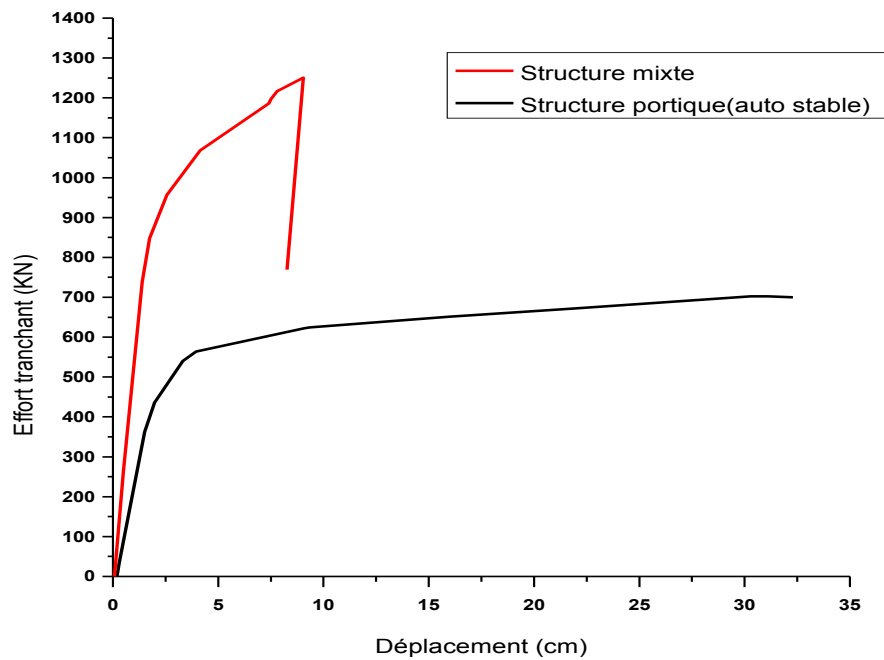


Figure IV. 16 : Comparaison des Courbes de capacités de structure portique (auto stable) avec structure mixte (effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversale y).

Les principaux résultats des efforts tranchants, des déplacements et des ductilités globales de la structure selon les deux sens sont présentés dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6: Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.

Structure	Caractéristiques	Effort élastique F_y (KN)	Déplacement élastique D_y (cm)	Effort Rupture F_u (KN)	Déplacement ultime D_u (cm)	Ductilité μ (-)
Portique	Sens (x)	658.37	4.38	777.35	31.0	7.07
	Sens (y)	558.37	3.92	705.77	30.95	7.89
Mixte	Sens (x)	950.84	3.72	1296.61	19.02	5.11
	Sens (y)	846.10	1.69	1251.52	9.00	5.32

IV.2.2. Comparaison du résultant (force et ductilité)

D'après le tableau précédent nous pouvons remarquer que:

a) Pour la structure portique auto stable :

- La ductilité selon le sens (x) de valeur 7.07 est inférieure à celle du sens (y) de 7.89, et la résistance selon le sens(x) de valeur 777.35 KN est supérieure à celle du sens (y) de

705.77KN. cette différence justifie par le nombre des travées selon le sens (x) **supérieure** à celle du sens (y).

- On constate qu'il y a une relation **inverse** entre la résistance et la ductilité.

b) Pour la structure mixte :

- La ductilité selon le sens (x) de valeur 5.11 est inférieure à celle du sens (y) de 5.32, et la résistance selon le sens(x) de valeur 1296.61 KN est supérieure à celle du sens (y) de 1251.52KN. cette différence justifie par le nombre des travées selon le sens (x) **supérieure** à celle du sens (y).
- On constate qu'il y a une relation **inverse** entre la résistance et la ductilité.

c) Structure portique avec structure mixte :

- Selon le sens (x) : La ductilité dans la structure auto stable de valeur 7.07 est supérieure à celle de la structure mixte de 5.11, et la résistance dans la structure auto stable de valeur 777.35 KN est inférieure à celle de la structure mixte de 1296.61KN, Car la dernière structure contient des voiles.
- On constate que les voiles augmentent la résistance et minimisent la ductilité.
- Selon le sens (y) : La ductilité dans la structure auto stable de valeur 7.89 est supérieure à celle de la structure mixte de 5.32, et la résistance dans la structure auto stable de valeur 705.77KN est inférieure à celle de la structure mixte de 1251.52KN, Car la dernière structure contient des voiles.
- On constate que les voiles augmentent la résistance et minimise la ductilité.
(Les voiles augmentent la rigidité et diminuent la ductilité).

IV.2.3. Résultats de performance sismique de la structure étudiée

Afin d'évaluer la vulnérabilité sismique de la structure (détermination de point de performance), il faut d'abord convertir les courbes de capacité à des spectres de capacité en utilisant les résultats obtenus par l'analyse modale. Ensuite on superpose ces courbes sur la courbe de demande (voir chapitre III). Les courbes spectres de capacité et spectres de demande déduites du calcul numérique sont présentées dans les figures suivant:

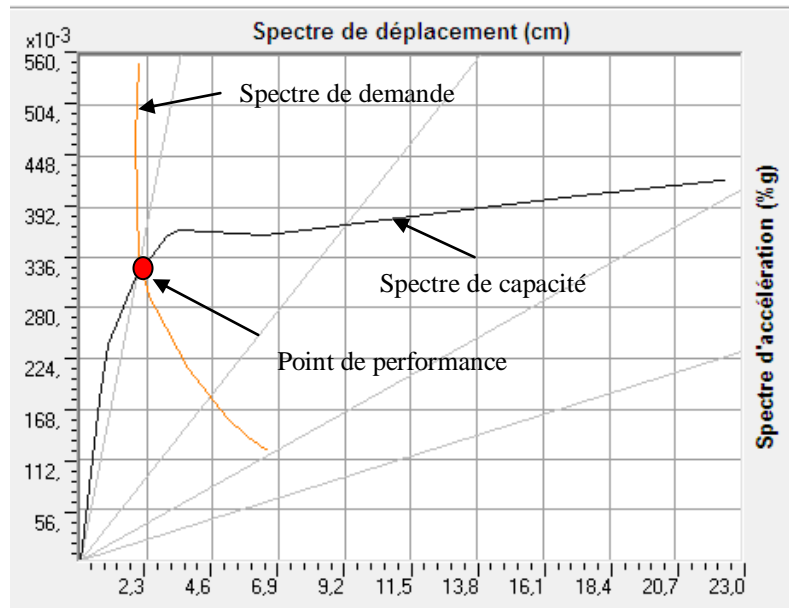


Figure. IV.17: Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto-stable) sens(x).

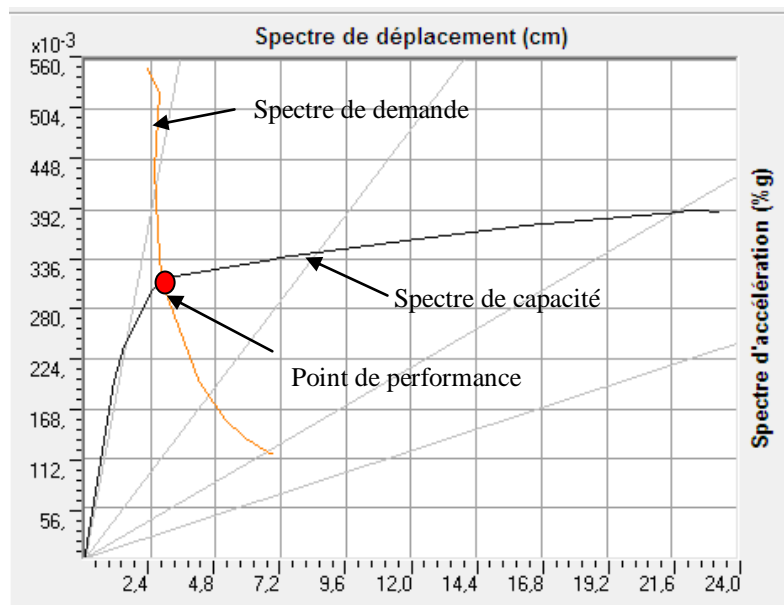


Figure. IV.18: Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto-stable) sens (y).

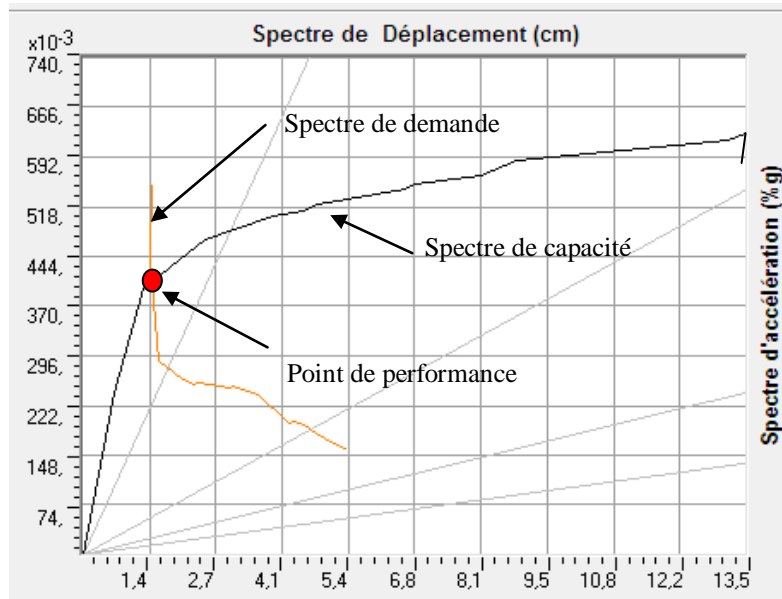


Figure. IV.19 : Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure mixte sens(x).

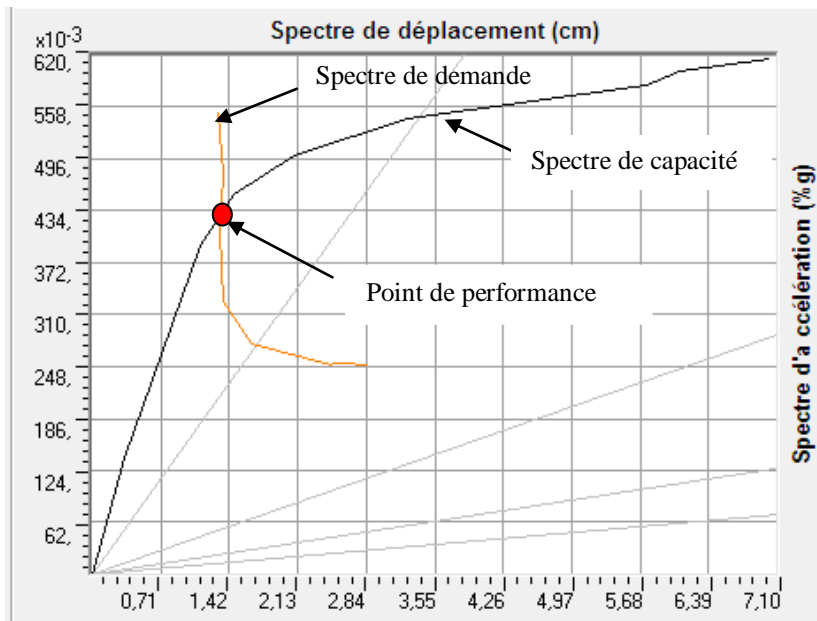


Figure. IV.20: Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure mixte sens(y).

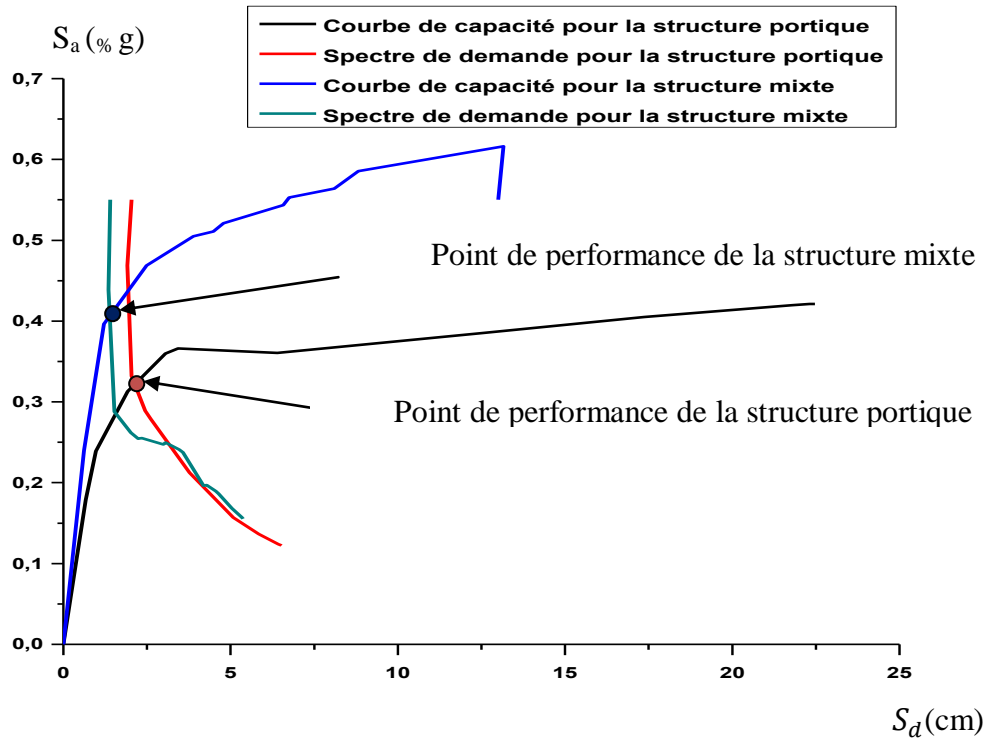


Figure. IV.21: Comparaison de la performance sismique de la structure portique auto-stable avec la structure mixte sens (x).

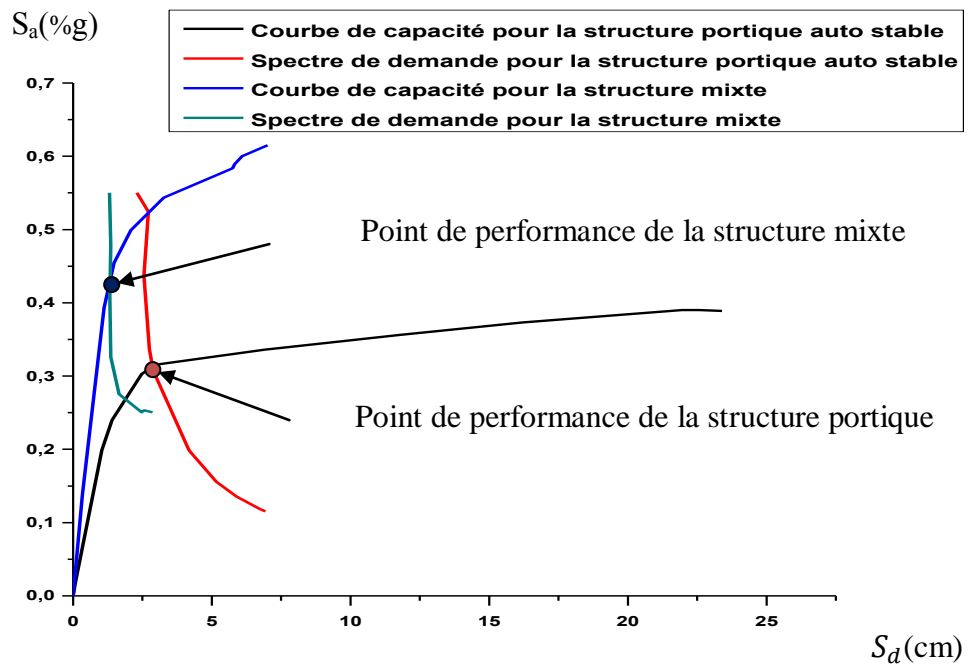


Figure. IV.22: Comparaison de la performance sismique de la structure portique auto-stable avec la structure mixte sens(y).

Le tableau IV.8 montre les principaux résultats nécessaires pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique qui désignent le niveau de performance de la structure.

Tableau IV.7 : Valeurs du point de performance.

Structure	Point de performance	Effort tranchant $F_p (KN)$	Déplacement cible $D_p (cm)$
Auto stable	Sens (x)	575.029	2.671
	Sens (y)	558.757	3.814
Mixte	Sens (x)	785.108	1.913
	Sens (y)	806.7	1.606

IV.2.4. Comparaison la performance sismique des structures

D'après les résultats du tableau IV.8 nous pouvons conclure que:

a) Pour la structure portique auto stable :

- Le point de performance selon le sens (x), correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 2.671cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 575.029 KN est situé au niveau de performance O (Opérationnel).
- Le point de performance selon le sens (y), correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 3.814cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 558.757 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance O (Opérationnel).
 - D'après l'ATC 40, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois il y a un endommagement mineur et accessible.

b) Pour la structure mixte :

- Le point de performance selon le sens (x), correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 1.913 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 785.108 KN est situé au niveau de performance O (Opérationnel).
- Le point de performance selon le sens (y), correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 1.606cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 806.7 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance O(Opérationnel).
 - D'après l'ATC 40, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois il y a un endommagement mineur et accessible.

c) Structure portique avec structure mixte :

- Le point de performance selon le sens (x), dans la structure portique correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 2.671cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 575.029 KN et dans la structure mixte correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 1.913 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 785.108 KN.
- Le point de performance selon le sens (y), dans la structure portique correspond à un déplacement de demande d'une valeur de 3.814cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 558.757 KN et dans la structure mixte correspond à un déplacement de demande de 1.606cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 806.7 KN.
- Presque tous les points de performance des deux structures situent dans le domaine élastique, on constate que la structure mixte donne une performance meilleure à celui de la structure portique, mais en cas de forces sismiques plus élevées (fortes), on dépasse le domaine élastique. Dans ce cas, la structure auto stable est plus stable et souple que la structure mixte, par ce que la ductilité de la structure portique auto-stable est supérieur de ductilité de la structure mixte.

IV .2.5. Rotules plastiques

Le logiciel SAP 2000 nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. Les figures suivantes illustrent l'évolution des rotules plastiques dans les deux structures.

Structure portique :

Dans cette structure, on observe la formation des rotules plastiques de type O des poutres, dans les deux sens, et des rotules plastiques de type O au pied du poteau sens (y) seulement.

Structure mixte :

Dans cette structure, on observe la formation des rotules plastiques de type O des poutres dans les deux sens, et des rotules plastiques de type O au pied du poteau dans les deux sens.

,

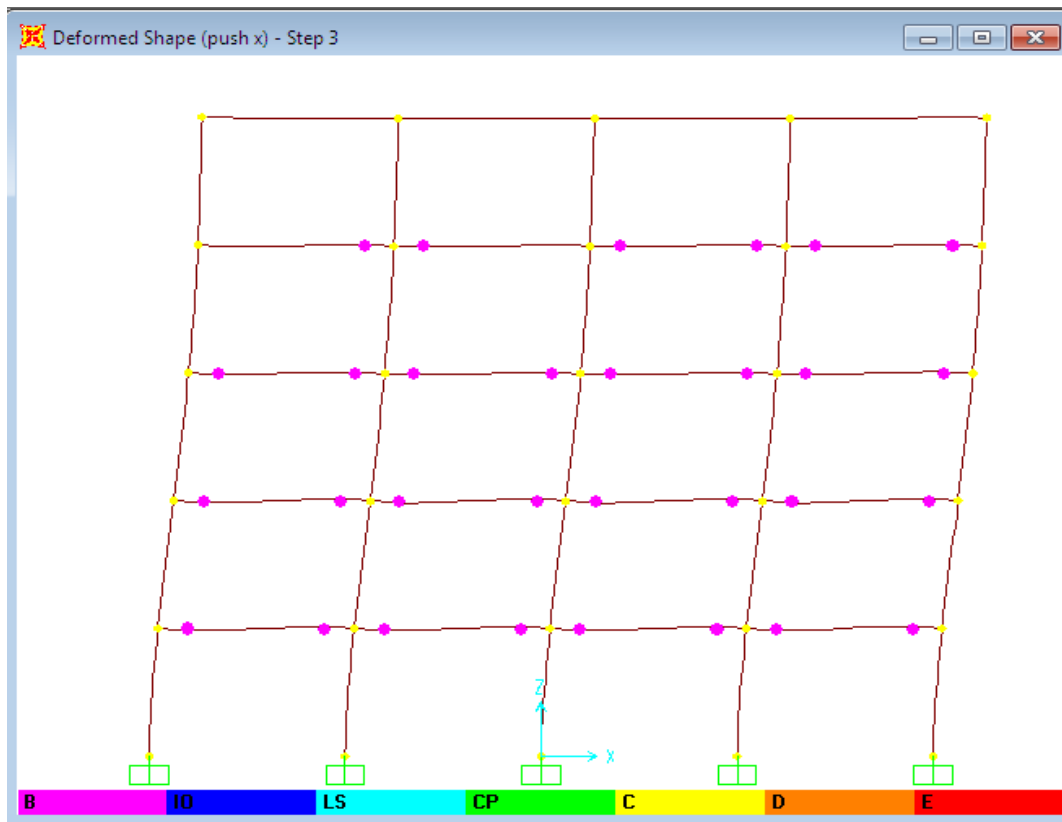


Figure IV.23 : Formation des rotules plastiques structure portique sens (x).

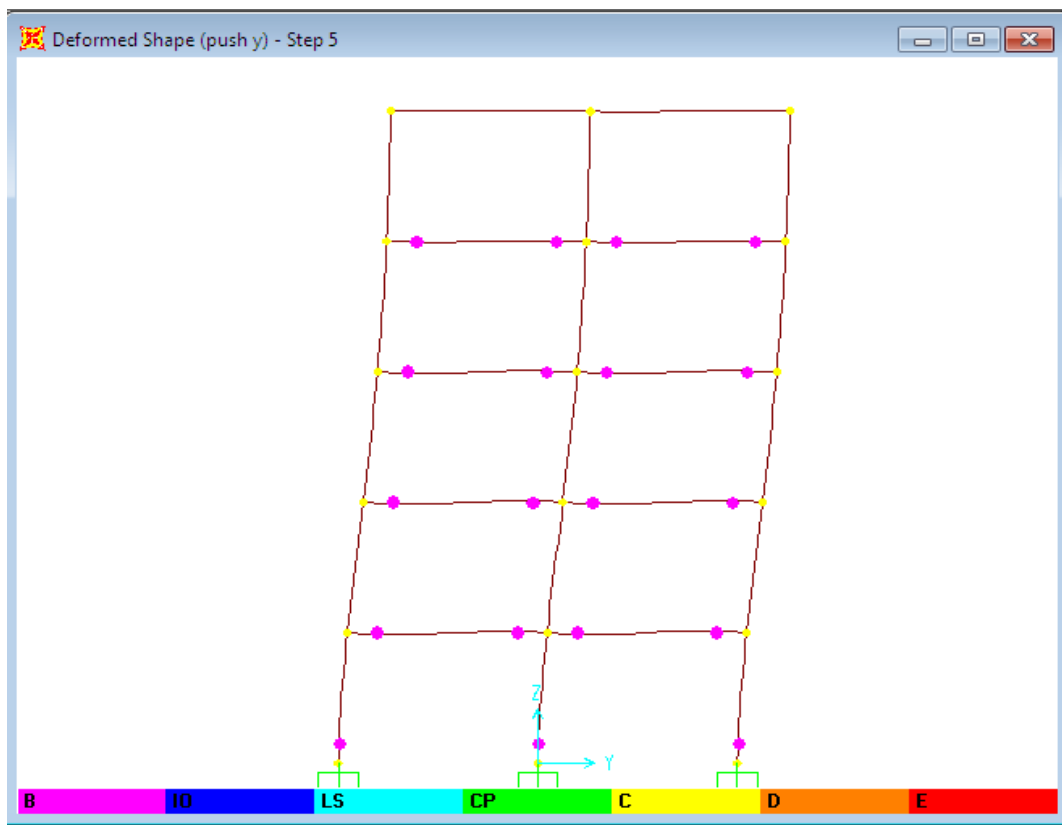


Figure IV.24 : Formation des rotules plastiques structure portique sens (y).

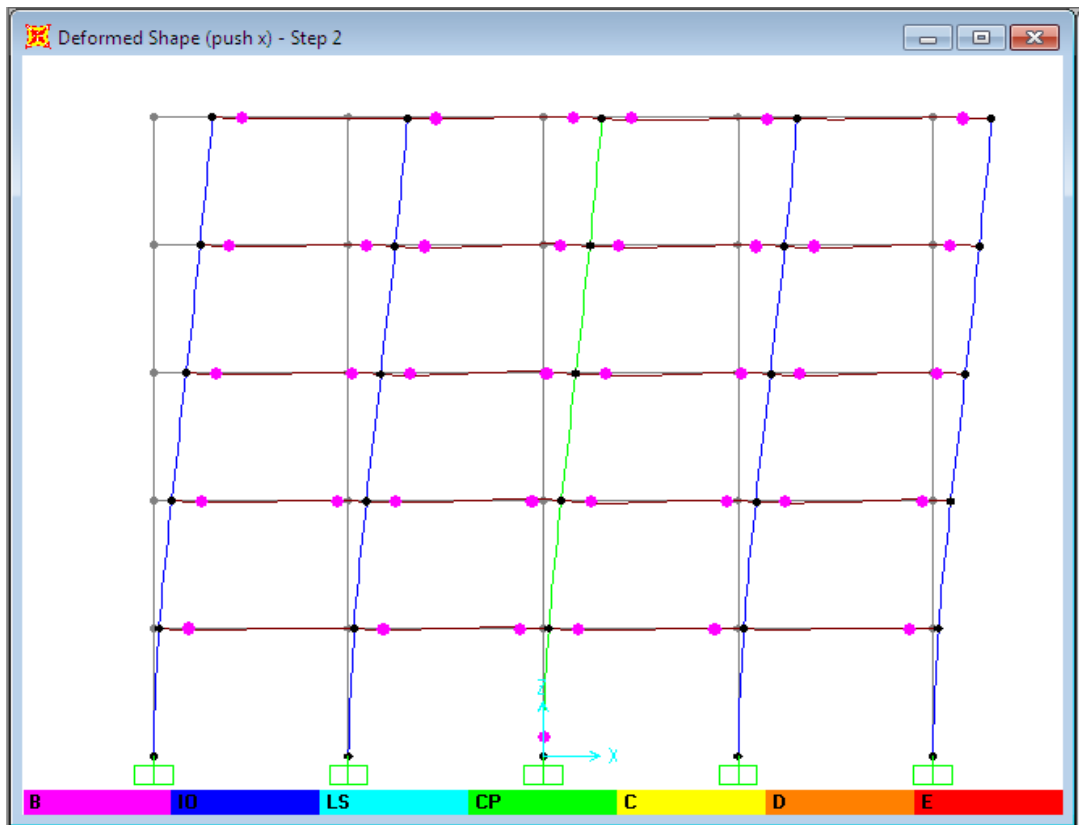


Figure IV.25 : Formation des rotules plastiques structure mixte sens (x).

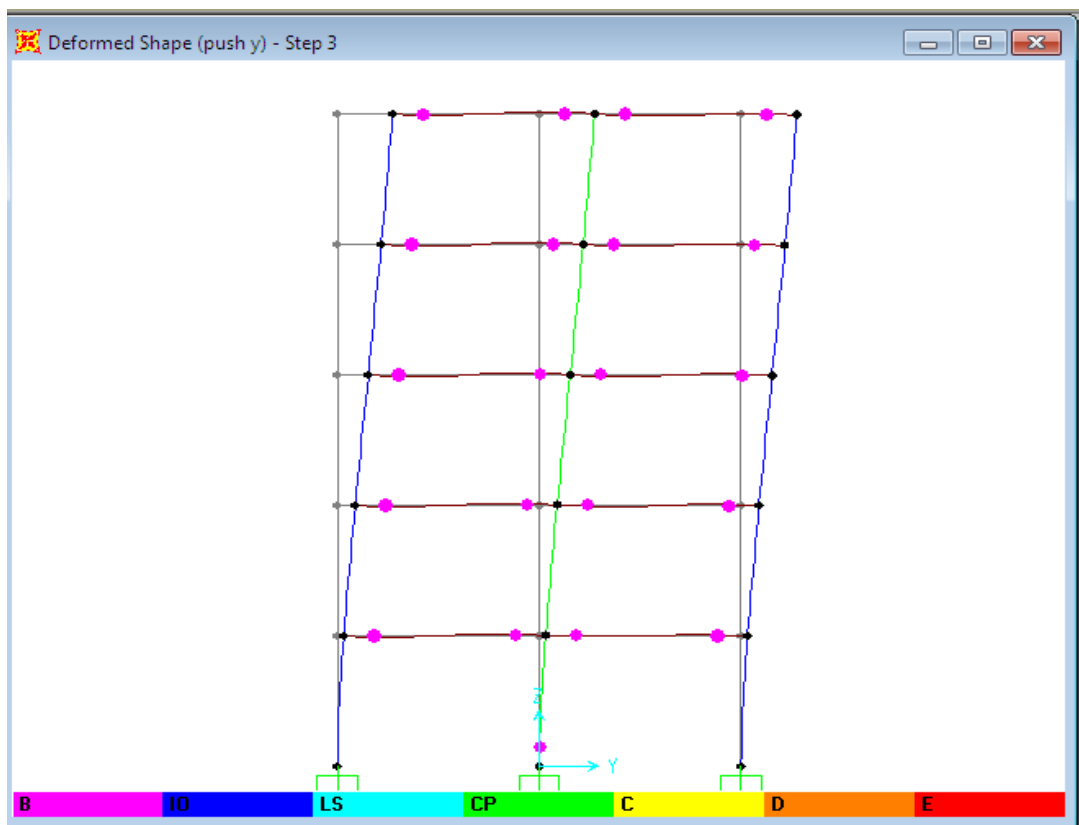


Figure IV.26 : Formation des rotules plastiques structure mixte sens (y).

Conclusion

Pour évaluer la performance sismique de la structure, nous avons proposé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain **ATC 40**.

Cette méthode consiste à superposer dans un graphe de type (**Sa– Sd**) la courbe de capacité de la structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**Push Over**), et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande spectrale**). L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal de la structure et subséquemment son degré d'endommagement.

- On constate qu'il y a une relation **inverse** entre la résistance et la ductilité.
- On constate que les voiles augmentent la résistance et minimisent la ductilité.
(Les voiles augmentent la rigidité et déminent la ductilité).
- D'après l'ATC 40, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois, il y a un endommagement mineur et acceptable.
- Presque tous les points de performance des deux structures situent dans le domaine élastique, on constate que la structure mixte donne une performance meilleure à celui de la structure portique, mais en cas de forces sismiques plus élevées (fortes), on dépasse le domaine élastique. Dans ce cas, la structure auto stable est plus stable et souple que la structure mixte, par ce que la ductilité de la structure portique auto-stable est supérieur de ductilité de la structure mixte.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Dans cette étude, nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de l'ajout des voiles en plan dans la structure en béton armé. Cette étude a été menée en effectuant une étude comparative entre deux types de structure (structure auto stable (poteau-poutre)), structure mixte avec des voiles de 2 m dans les deux sens, on a comparé les efforts tranchant a la base, la déplacement aux sommet et la ductilité dans les structuraux, Il se résulte de cette étude que l'augmentation de la rigidité de la structure avec des voiles a un effet positif sur le comportement de la structure en béton armé.

Notre étude a porté sur l'influence de l'augmentation de la rigidité de la structure vis-à-vis des charges horizontales (séisme), mais cette technique doit être utilisée d'une manière à garder une bonne marge de ductilité de la structure, une étude similaire en considérant le comportement non linéaire de la structure, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

- On constate qu'il y a une relation **inverse** entre la résistance et la ductilité.
- On constate que les voiles augmente la résistance et minimiser la ductilité.
- Les voiles augmentes la rigidité et déminé la ductilité.
- La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois il y a un endommagement mineur et acceptable.
- Presque tous les points de performance des deux structures situent dans le domaine élastique, on constate que la structure mixte donne une performance meilleure à celui de la structure portique, mais en cas de forces sismiques plus élevées (fortes), on dépasse le domaine élastique. Dans ce cas, la structure auto stable est plus stable et souple que la structure mixte, par ce que la ductilité de la structure portique auto-stable est supérieur de ductilité de la structure mixte.

Références bibliographie

- [1] **VU THANH KIEN**, Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides – Application aux structures en bois – thèse doctorant, UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II, 2011.
- [2] **Mr HASSANI Karim** Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé mémoire magistère, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2013.
- [3] **KAABECHE Tahar, MEBRAK Abderraouf**, Contribution à l'étude des risques naturels (sismiques et mouvements de terrain) dans la Wilaya de Sétif, Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Géologie, UNIVERSITE FERHAT ABBAS-SETIF, 2010.
- [4] **Giorgio giovannini ivano sedili**, la construction parasismique appliquée à la terre crue.
- [5] **Abdelghani SEGHIR** Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques
- [6] **RPA-99/v2003**. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.
- [7] **Dorca L.**, Influence des diaphragmes semi-rigides sur le comportement sismique des bâtiments courants, Mémoire de fin d'études d'ingénieur de Polytech 'Clermont Ferrand, 2007.
- [8] **Jacky Mazars** – Professeur Emérite Institut Polytechnique de Grenoble LE RISQUE SISMIQUE Les séismes et leurs effets – La construction parasismique.
- [9] **AGRI Yasmina** ΛΕΦΦΕΤ ΔΕΛΑΙΝΤΕΡΑΧΤΙΟΝ ΣΟΛ
ΣΤΡΥΧΤΥΡΕΣΥΡΛΑΡΕΠΙΟΝΣΕ ΔΕΣΣΤΡΥΧΤΥΡΕΣΧασδεσΠΟΡΤΘΥΕΣΙ Mémoire
Magistère Université El Hadj Lakhdar Batna 2007.
- [10] **Melle. KACIMI Nacéra**, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de Magister, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU, 2013.

- [11] **SEBAI Khalifa**, quantification de la ductilité des constructions autos-tables en béton arme dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA 99/v-2003, magister en génie civil, université hassiba ben bouali de chlef, 2012.
- [12] **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
- [13] **Davidovici, V. 2003.** "Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003, Rapport préliminaire". Dynamique concept, Code APE 741 G]
- [14] **BOUSSÂ Leila**, EFFET DE CONFORTMENT SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME, Mémoire de Magister, UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES, 2012.
- [15] **Étudiants : Célia TERKI Andréa JULIER Ingrid FIQUET Christopher WINGEL Victor SAVIGNY Maxime NUTTE** Projet de Physique P6 STPI/P6/2015-16 Etude des mouvements d'une structure lors d'un séisme.
- [16] **Drouna karima**, Evaluation des performances parasismiques des portiques en
- [17] **DAVIDOVICI (V.)** La conception parasismique commence dès le choix de la forme des bâtiments. Les cahiers techniques du bâtiment, mars 1988.
- [18] **Y. Menasri, M.S. Nouaouria, M. Guenfoud, 2010**, Evaluation De La Vulnérabilité Sismique A L'échelle D'une Structure En Béton Arme Par L'analyse Statique Non Linéaire, Symposium International Sur La Construction En Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali De Chlef (Algérie), 26 – 27 Octobre 2010.
- [19] **Mr mahboub Lofti, moulessehoul sid ahmed**, Etude des systèmes de contreventements des structures en béton arme par matériaux composites présenté par : université aboubakr belkaid, 2013.
- [20] **Mr BELKHEIR Mohammed Aghiles**, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- [21] **Baladier.p**, le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructions, direction Département de l'équipement de la Guadeloupe- direction Régionale de l'environnement de guadeloupe, volume 3.

[22] **Lucian chiroiu** modélisation de dommages consécutifs aux séismes .extension a d'autres risques naturels volume 1le 15 janvier 2004.

Annexes

Tableau IV.8 : mode pushover sens x (structure portique).

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - push x(Structure auto stable)								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			cm		cm			
0	0,386327	0,050000	0,0000	0,000000	20 391	0,550000	1 000 000	1 000 000
1	0,386327	0,050000	0,6640	0,179089	20 391	0,550000	0,790046	1 305 629
2	0,404909	0,078686	0,9732	0,238949	19 095	0,468860	0,793598	1 293 897
3	0,497606	0,171186	19 247	0,312924	20 404	0,331735	0,788639	1 266 618
4	0,584075	0,218094	30 488	0,359774	24 491	0,289011	0,778207	1 271 420
5	0,613661	0,231113	34 247	0,366101	26 079	0,278783	0,784009	1 275 943

Tableau IV.9 : mode pushover sens y (structure portique).

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - push y(Structure auto stable)								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			cm		cm			
0	0,410274	0,050000	0,0000	0,000000	22 997	0,550000	1 000 000	1 000 000
1	0,410274	0,050000	0,0761	0,018207	22 997	0,550000	0,784584	1 310 222
2	0,456597	0,057520	10 307	0,199015	27 144	0,524135	0,799232	1 286 144
3	0,484583	0,094324	13 990	0,239832	25 484	0,436882	0,797039	1 276 043
4	0,572785	0,166040	24 669	0,302697	27 474	0,337120	0,782413	1 269 476
5	0,614385	0,196539	29 567	0,315333	28 821	0,307370	0,783921	1 270 574

Tableau IV.10: mode pushover sens x (structures mixtes).

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - push x(Structure mixte)								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			cm		cm			
0	0,320412	0,050000	0,0000	0,000000	14 026	0,550000	1 000 000	1 000 000
1	0,320412	0,050000	0,6119	0,239951	14 026	0,550000	0,713926	1 383 626
2	0,351165	0,093249	12 148	0,396572	13 445	0,438903	0,701879	1 390 597
3	0,461760	0,219417	24 831	0,468818	15 251	0,287944	0,725879	1 404 999
4	0,556755	0,254563	38 880	0,504941	20 153	0,261734	0,740918	1 409 645
5	0,594751	0,265090	44 888	0,510853	22 370	0,254585	0,749613	1 413 067

Annexes

Tableau IV.11 : mode pushover sens y (structure mixte).

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - push y(Structure mixte)								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			cm		cm			
0	0,309277	0,050000	0,0000	0,000000	13 068	0,550000	1 000 000	1 000 000
1	0,309277	0,050000	0,3278	0,137958	13 068	0,550000	0,695074	1 283 193
2	0,338297	0,074573	11 185	0,393453	13 598	0,478331	0,683259	1 176 168
3	0,360514	0,110375	14 669	0,454353	13 210	0,409158	0,679126	1 133 667
4	0,409974	0,176763	20 840	0,499153	13 614	0,326080	0,697071	1 192 755
5	0,491699	0,235822	32 644	0,543552	16 529	0,275225	0,715107	1 245 548

Tableau IV.12 : Vérification des voiles selon RPA.

Joint Reactions :TABLE			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
1	W	Combination	13,8372
7	W	Combination	15,1114
10	W	Combination	27,6636
13	W	Combination	77,1433
16	W	Combination	28,9203
19	W	Combination	41,8155
22	W	Combination	12,3657
28	W	Combination	29,3936
31	W	Combination	70,488
34	W	Combination	30,5172
37	W	Combination	13,911
43	W	Combination	15,3172
91	W	Combination	42,6436
94	W	Combination	30,649
97	W	Combination	29,286
F Totale			479,0626
F des voiles			144,3941
F % des voiles			30,140967

ملخص :

في هذه المذكرة قمنا بدراسة و مقارنة سلوك نوعين من البنايات السكنية من الخرسانة المسلحة تتمثل في الهياكل المستقرة ذاتيا (الإطارات) و الهياكل المختلطة (اطارات +جدران قص) , و قد اخذنا بعين الاعتبار السلوك اللاخطي للمواد و العناصر و هذا باستعمال طريقة التحليل السكوني اللاخطي (الدفع المتزايد) , و تم استعمال برنامج SAP 2000 / V14 في نمذجة و حساب النتائج.

الكلمات المفتاحية : الدفع المتزايد , منحنى التحمل , منحنى الطلب الزلزالية , نقطة الاداء .

Résumé :

Dans cette mémoire, nous avons étudié et comparé le comportement de deux types de bâtiments d'habitation structure portique auto-stable en béton armée et structures mixte (portique + voile), et nous avons pris en compte le comportement non linéaire des matériaux et éléments (push over), Et a été utilisé logicielle SAP 2000 /V 14 dans la modélisation et calcule des résultants.

Les mots clés : méthode Push-over, courbe de capacité, courbe de demande sismique, point de performance.

Abstract :

In this memory, web have studied and compared the behavior of two types of buildings with armed concret to house self-stable portal structure (frames) and mixed structures (frames + shear wall), and we took into account the nonlinear behavior of materials and push over elements , And was used software SAP 2000 V 14 in Modling and calculâtes résulte.

Key Word : Push-over method, capacity spectrum, seismic demand, performance point.