

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
Master en Génie Civil

Option : Ingénierie des structures.

Thème :

**ANALYSE STATIQUE NON-LINEAIRE DES PORTIQUES AUTO-
STABLES ET MIXTES EN BETON ARME**

Présenté le 06 Octobre 2016 par :

Nassima SOUADJI

Devant le Jury composé de :

Dr. N. MEDDANE
Mme. A. MEDJAHED
Dr. N. DJAFOR
Dr. Z. BENADLA

Présidente
Examinatrice
Examinatrice
Encadreur

Année Universitaire 2015-2016

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier avant tous, dieu le tout puissant qui m'a donné, le courage et la volonté pour atteindre mon objectif, ensuite à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation durant tous les cycles.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur M^{me} BENADLA ZAHIRA de m'avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Un remerciement spécial pour Mr TOUFIK MEGHIZROU, Mr BENYAKOUB, M^{elle} MEDJAHED et Mr SELKA HOUARI pour l'aide qu'ils m'ont fourni.

Je tiens à remercier profondément les membres du jury M^{me} MEDDANE, M^{elle} MEDJAHED et M^{me} DJAFOUR pour l'honneur qu'elles m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Je tiens à remercier tous mes amis et en particulier M^{elle} LASRI SOUMIA pour leurs aides soutiens et leurs encouragements.

Enfin, Je tiens à remercier ma famille pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que je termine mes études.

Merci à toutes et à tous...

SOUADJI NASSIMA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma mère, qui m'a encouragé à aller de l'avant et qui m'a donné tout son amour pour reprendre mes études.

À la mémoire de mon père qui nous a quitté voilà onze ans.

À mon cher grand père et ma chère grand mère.

À mes très chers frères « *Mohamed et Abd Rahim* ».

À toute ma famille

À tous mes amis « *Soumia, Ihcen, Ikram, Boutheyna, Zahia, Zouhir,...* ».

Toute la promotion 2016.

Merci à vous

SOUADJI NASSIMA

Résumé

L'évaluation de la performance sismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter.

L'insuffisance des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale), et la nécessité des méthodes plus rapides pour assurer une évaluation structurale fiable des structures mixtes soumises au chargement sismique, ont poussé à prendre en compte les aspects d'un comportement au-delà du domaine élastique en utilisant des méthodes d'analyses statiques non-linéaires (analyse push over).

La méthode d'analyse statique non linéaire push over est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'objectif de notre travail est d'évaluer la performance sismique des structures mixtes (portique-voiles) par la méthode statique non-linéaire Push over. Pour cela une analyse dynamique a été effectuée par le logiciel SAP2000 sur un bâtiment R+8. A l'issue de ceci, une étude de dispositions de voiles sera considérée afin de trouver la position optimale de ces voiles.

Mots clés : SAP2000, analyse push over, voile, performance sismique, courbe de capacité, spectre de demande, point de performance.

Abstract

The establishment of seismic performance gets more indispensable within completed issues. more further the simplified methods (spectrum response , static equivalent method) showed up their weakness about giving good results especially in case of seismic loading .so it's getting obliged to pass through a nonlinear studies such as the well know static non linear method recognized as (pushover) to have got an idea about the real structural behavior .so the mean goal of this work , is the establishment of seismic performance through the software sap2000 applying dynamic analysis for R+8 building .moreover the optimal wall's disposition would be determined.

Keywords: SAP2000, pus hover analysis, wall, seismic performance, capacity curves, demand spectrum, performance point.

ملخص

تقييم قدرة التحمل الزلزالي يصبح ضروري وأساسي أكثر مع تزايد تعقيدات المشاكل المطلوب حلها.

عدم كفاءة الطرق المبسطة (طريقة المكافئ الثابت، التحليل الطيفي مشروط)، والحاجة إلى طرق أسرع لضمان تقييم هيكلي موثوق للهياكل المتنوعة المعرضة للأحمال الزلزالية، دفعت للأخذ بعين الاعتبار الأداء الزلزالي والسلوك غير الخطي. باستخدام أساليب التحليل الستاتيكي غير الخطي (بوش أوفر).

طريقة البوش أوفر هي طريقة تقريبية نقوم من خلالها بتحميل البناية بحمولة جانبية متزايدة إلى حين وصول بعد مسافة معينة.

الغرض من دراستنا هذه هو تقييم التحمل الزلزالي للهياكل المتنوعة (هياكل الخرسانة المسلحة) من خلال طريقة التحليل الساكن (الستاتيكي) اللاخطي بالدفع التدريجي بواسطة البرمجة على SAP2000 على المبنى R+8.

من خلال هذه الدراسة، سنقوم باختيار الوضعية المناسبة والمتميزة لجدران الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية: التحمل الزلزالي – التحليل الساكن اللاخطي بالدفع التدريجي – جدران الخرسانة المسلحة – درجة التحمل الزلزالي – منحنى القدرة – طيف التطبيق – نقطة التحمل.

SOMMAIRE

Remerciements.....	i
Dédicaces	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
ملخص.....	v
Sommaire	vi
Listes des figures	x
Liste des tableaux	xii
Notations.....	xiii
Introduction générale	1
<i>Chapitre I : Notions générales et définitions de base</i>	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition de la méthode push over.....	3
I.3 Étapes de l'analyse push over.....	4
I.4 Origine de l'analyse Push over.....	4
I.5 But de l'analyse push over.....	5
I.6 Principe de la méthode.....	5
I.7 Bases théoriques de la méthode.....	6
I.8 Point de performance.....	10
I.9 Les niveaux de dommages.....	10
I.11 Courbe de capacité.....	12
I.12 Les rotules plastiques.....	13
I.13 Conclusion.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction.....	15
II.2 Présentation de l'ouvrage.....	15
II.3 Description de l'ouvrage.....	15
II.3.1 Caractéristiques géométriques.....	15
II.3.2 Caractéristiques des matériaux.....	15
II.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	17
II.4.1 Les poutres.....	17
II.4.2 Les poteaux.....	18
II.4.3 Les voiles.....	20
II.5 Détermination de l'épaisseur du plancher et les dimensions des poutrelles.....	22
II.6 Descente des charges.....	23
II.6.1 Plancher.....	23
II.6.2 Murs.....	26
II.6.3 L'acrotère.....	27
II.6.4.1 Dimensions des escaliers.....	27
II.6.4.2 Nombre des marches.....	28
II.6.4.3 Les différents angles d'inclinaisons.....	28
II.6.4.4 Détermination de l'épaisseur de la paillasse.....	28
II.6.4.5 Détermination de l'épaisseur du palier.....	29
II.6.4.6 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier.....	29
II.7 Conclusion.....	30

Chapitre III : Analyse Push over d'une structure mixte

III.1 Introduction.....	32
III.2 Données dynamiques.....	32
III.3 Analyse linéaire élastique.....	33
III.3.1 Définition des entrées.....	33
III.3.2 Résultats de l'analyse linéaire.....	36
III.4 L'analyse Non-linéaire (push over).....	36
III.4.1 Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux	36
III.4.2 Définition du chargement de l'analyse push over.....	39
III.5 Résultats de l'analyse push over.....	42
III.5.1 L'analyse push over dans le sens XX.....	42
III.6 Conclusion	43

Chapitre IV : Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV . 1Introduction.....	45
IV .2 Les critères de comparaisons entres les variantes étudiées.....	45
IV .3 Les conditions à vérifier.....	45
IV .4 Choix des dispositions de voiles à étudier.....	46
IV .5 Etude de la variante 1 : (Exemple d'application).....	48
IV.5.1 Vérification des conditions.....	48
IV.5.2 Sections de ferrailage.....	50
IV.5.3 Résultats de l'analyse push over.....	50
IV.6 Etude comparative des résultats.....	56
IV.6.1 Les courbes de capacités correspondant aux variantes.....	56
IV.6.2 Détermination des points de performances des structures.....	59
IV.6.3 Déplacements inter-étages maximal au point de performance (Δy).....	59
IV.6.4 Demande en ductilité (μ_D).....	60
IV.6.5 Raideur initiale de la structure (K_e).....	61
IV.6.6 Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d).....	61

IV.6.7 Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments.....	63
IV.7 Conclusion.....	63
Conclusion générale.....	66
Références bibliographiques.....	69

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Notions générales et définitions de base.

Figure I. 1 : Signification physique de la courbe de capacité [7].....	3
Figure I. 2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [8]	4
Figure I. 3 : Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [11]...5	
Figure I. 4 : Calcul Push-over et courbe de capacité [8].....	5
Figure I. 5 : Calcul de la rigidité effective K_e	6
Figure I. 6 : Calcul de la période T_0	7
Figure I. 7 : Le point d'intersection des courbes de capacité et de demande.....	10
Figure I. 8 : Illustration des niveaux de performances d'une structure	11
Figure I. 9 : Ductilité en déformations.....	12
Figure I. 10 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 [7].....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges.

Figure II. 1 : Les vues en plan et en élévation	16
Figure II. 2 : La section du poteau le plus sollicité.....	18
Figure II. 3 : Coupe de voile en élévation.....	21
Figure II. 4 : Plancher en corps creux.....	22
Figure II. 5 : Les dimensions d'une poutrelle.....	22
Figure II. 6 : Plancher terrasse inaccessible.....	23
Figure II. 7: Plancher étage courant.....	24
Figure II. 8: Balcon.....	25
Figure II. 9: Coupe transversale du mur extérieur.....	26
Figure II. 10: Coupe transversale du mur intérieur.....	26
Figure II. 11: Dimensions de l'acrotère.....	27
Figure II. 12: Schéma d'un escalier.....	27
Figure II. 13: coupe transversale des escaliers.....	28

Chapitre III : Analyse push over d'une structure mixte.

Figure III. 1: Vue 3D de notre structure	32
--	----

Figure III. 2: La forme du spectre de réponse de calcul	33
Figure III. 3 : Applications des conditions aux limites	35
Figure III. 4: Introduction des rotules plastiques des poteaux	37
Figure III. 5: Introduction des rotules plastiques des poutres... ..	37
Figure III. 6: Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires	40
Figure III. 7: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens XX)	41
Figure III. 8: Détermination du nœud de contrôle	41
Figure III. 9: Courbe de capacité dans la direction XX (effort tranchant-déplacement).42	
Figure III. 10: Détermination du point de performance.....	43

Chapitre IV : Recherche de la disposition optimale des voiles.

Figure IV. 1 : Dispositions de voiles à étudier.....	48
Figure IV. 2: Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) sens Y-Y	50
Figure IV. 3: détermination du point de performance sens Y-Y	51
Figure IV. 4: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens YY...56	
Figure IV. 5 : Courbe de capacité dans le sens yy (Var 1)	56
Figure IV. 6 : Courbe de capacité dans le sens yy (Var 2)	57
Figure IV. 7 : Courbe de capacité dans le sens yy (Var 3)	57
Figure IV. 8 : Courbe de capacité dans le sens yy (Var 4)	58
Figure IV. 9 : Courbe de capacité dans le sens yy (Var 5)	58
Figure IV. 10 : Courbe de capacité dans le sens yy (Var 6)	59
Figure IV. 11 : Déplacements relatifs aux points de performances des variantes étudiées	60
Figure IV. 12 : Demande en ductilité des variantes étudiées.....	60
Figure IV. 13: Raideur initiale des variantes étudiées	61
Figure IV. 14 : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante..62	
Figure IV. 15: Indicateur de dégradation global des variantes étudiées	62
Figure IV. 16: Dispositions optimales des voiles de la structure (R+8)	64

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Notions générales et définitions de base.

Tableau I. 1 : les valeurs du coefficient C_0	7
Tableau I. 2 : Les valeurs de Facteur de masse effectif C_m [12].....	8
Tableau I. 3 : Les valeurs du coefficient C_2	8
Tableau I. 4 : les niveaux de performance définis dans le FEMA 356 [12]	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges.

Tableau II. 1 : Les caractéristiques géométriques.....	15
Tableau II. 2: Les caractéristiques des matériaux.....	15
Tableau II. 3: Descente des charges (plancher terrasse inaccessible).....	23
Tableau II. 4: Descente des charges (plancher étage courant).....	24
Tableau II. 5: Descente des charges des balcons	25
Tableau II. 6 : Charge permanente des murs extérieurs.....	26
Tableau II. 7: Charge permanente des murs intérieurs	26
Tableau II. 8: Descente des charges du palier.....	29
Tableau II. 9: Descente des charges de la paillasse.....	30

Chapitre III : Analyse push over d'une structure mixte.

Tableau III. 1: Les caractéristiques dynamiques.....	33
Tableau III. 2: Les caractéristiques des matériaux.....	34
Tableau III. 3 : Combinaison des charges.....	34
Tableau III. 4: Périodes et participation massique de chaque mode.....	36

Chapitre IV : Recherche de la disposition optimale des voiles.

Tableau IV. 1 : Vérification de la participation des masses modales	48
Tableau IV. 2 : Déplacements inter-étages	49
Tableau IV. 3 : Ferrailage des éléments (poutres, poteaux, voiles).....	50
Tableau IV. 4 : Déplacements inter-étages au point de performance	51
Tableau IV. 6 : Points de performance des variantes étudiées.....	59

NOTATIONS ET SYMBOLES

A : Zone.

a : L'épaisseur du voile.

B_r : La section réduite.

b : La largeur de la table de compression.

b : la largeur de la section.

C_0 : le facteur de modification.

C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique.

C_2 : Le facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal.

C_3 : Le coefficient de modification qui représente l'augmentation des déplacements due à la dynamique de l'effet P- Δ .

C_m : Le facteur de masse effectif.

D_{cible} : La valeur de déplacement du point moniteur.

D_{max} : le déplacement inter-étages maximal.

E_{ij} : Le module d'élasticité instantané.

e_p : l'épaisseur de la paillasse.

e_v : L'épaisseur du palier .

f_{bc} : Contrainte de calcul .

f_{c28} :La résistance à la compression du béton à 28 jours.

f_e : La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est 400 MPa .

f_{t28} : La résistance à la traction du béton.

g : La largeur des marches.

H_e : Hauteur de l'étage.

H : La hauteur de l'étage.

h : hauteur de la section.

h_e : La hauteur libre de l'étage .

h_t : L'épaisseur de plancher.

I_d : indicateur de dégradation globale de la structure.

$K = 1$: Facteur correcteur, les charges étant appliquées après 90 jours .

K_e : Raideur initiale de la structure.

K_p : La raideur de la structure au point de performance.

K_i : La rigidité latérale élastique.

K_e : La rigidité latérale effective.

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

L : La longueur du voile.

L : la plus grande portée dans le sens considéré.

L_p : La longueur de volée.

N : Nombre des R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Q : La charge moyenne du plancher est 1 KN/m^2 .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

S_a : L'accélération spectrale pour la période fondamentale effective du bâtiment dans la direction du calcul.

S : La surface supportée par le poteau le plus sollicité.

T : la période (s).

T_0 : la période propre fondamentale.

T_e : la période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considéré.

T_i : la période fondamentale qui résulte d'une analyse dynamique élastique.

V_y : L'effort tranchant à la limite élastique.

V_y : l'effort tranchant élastique.

W : Le poids total de la structure.

δ_t : Le déplacement cible (Target displacement).

δ_u : la déformation ultime.

δ_e : la déformation élastique maximale.

μ_e : Coefficient de ductilité en déformation.

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres, certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques [1].

Le nord de l'Algérie, situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques.

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer : Chlef (El Asnam) en 1980, Constantine en 1985, Tipasa en 1989, Ain Témouchent en 1999 et Boumerdès en 2003.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des structures de plus en plus complexes, coûteuses et soumises à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces structures et vu la complexité des méthodes analytiques, qui permettent d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, l'ingénieur a recours aux méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

En effet, pour faire une évaluation, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes du fait qu'elles n'approchent pas le comportement réel de la structure. Pour cela, visualiser le comportement de cette structure au-delà du domaine élastique semble primordial [5].

Plusieurs méthodes de calculs ont été développées afin d'estimer les différents dommages des ouvrages. La méthode la plus utilisée et la plus simple, c'est la méthode qui est basée sur le calcul non-linéaire en poussée progressive « Push over » [8].

L'analyse « Push over » basée, sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements. Le principe consiste à appliquer un chargement monotone jusqu'à l'effondrement de la structure.

Selon RPA99, version 2003, la hauteur des structures auto stables est limitée à (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III [1].

L'unique solution est l'ajout de voiles aux portiques auto-stables, c'est-à-dire construire en structures mixtes. Seulement cet ajout de voiles pose souvent des problèmes aux ingénieurs (les structures sont, soient trop rigides, soient trop flexibles). La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation) (3).

Les bureaux d'études optent systématiquement pour des structures mixtes dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées par le RPA 2003 pour l'usage des structures auto stables, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répandu dans notre paysage urbain.

L'objectif de ce travail est l'application de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive sur une structure mixte et de proposer aux concepteurs une méthode permettant de rechercher la disposition optimale des voiles. Ceci, à partir d'une variation de la disposition des voiles pour évaluer la performance sismique de la structure. L'étude est réalisée en utilisant le logiciel SAP 2000, V14.

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres structurés comme suit :

- Le premier chapitre est consacré à des notions de base et quelques définitions concernant l'analyse statique non linéaire par la méthode Push over.
- Le deuxième chapitre présente le dimensionnement de la structure étudiée, ainsi que la descente des charges retenues pour cette étude selon les codes de calcul : BAEL91, RPA99, V2003
- Dans le troisième chapitre, une modélisation ainsi que les résultats obtenus sont présentés, pour le cas d'étude par la méthode push over.
- Enfin dans le quatrième chapitre, l'interprétation des résultats fait également appel aux résultats obtenus par la comparaison des analyses non linéaires de plusieurs variantes de dispositions de voiles dans la structure.

Comme tout travail, celui-ci est débuté par une introduction et achevé par une conclusion générale.

Chapitre I :

Notions générales et définitions de base

I.1 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.

On peut utiliser diverses méthodes pour analyser la réponse de structures soumises à l'action sismique parmi ces méthodes on distingue [2] [3] :

- La méthode statique équivalente.
- La Méthode Statique Linéaire Selon FEMA273
- La méthode statique non-Linéaire (Méthode de push-over).
- La méthode modale spectrale.
- La méthode modale temporelle.

Pour bien approcher le comportement réel des structures, les méthodes linéaires deviennent insuffisantes, pour cela on fait retour à une analyse au-delà du domaine élastique qui est l'analyse statique non linéaire Push over.

I.2 Définition de la méthode push over

La méthode d'analyse de type push over, basée sur les courbes de capacité, représente une nouvelle approche d'estimation de dommages. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité [4] [5].

La méthode d'analyse statique non linéaire push over est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à sa rupture, cela permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure [6].

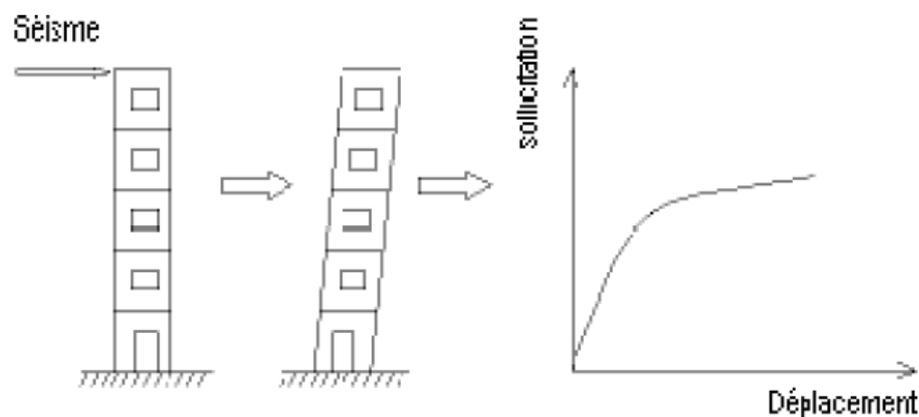


Figure I. 1 : Signification physique de la courbe de capacité [7].

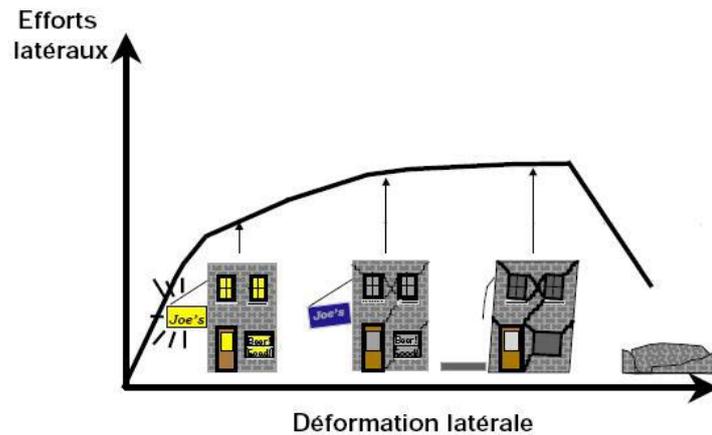


Figure I. 2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [8].

- Le premier niveau : comportement élastique (un état de non endommagement).
- Le deuxième niveau : un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Le troisième niveau : un état d'endommagement avancé (sa stabilité étant en danger).
- Le quatrième niveau : effondrement de la structure (aucune capacité de résistance) [8] [7] [9].

I.3 Étapes de l'analyse push over

1. Définition et affectation des rotules plastiques dans le modèle de calcul de la structure.
2. Définition des paramètres de l'analyse non linéaire.
3. Lancement de l'analyse non linéaire et extraction de la courbe push over.

I.4 Origine de l'analyse Push over

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, 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 [10] [7] [4] [8].

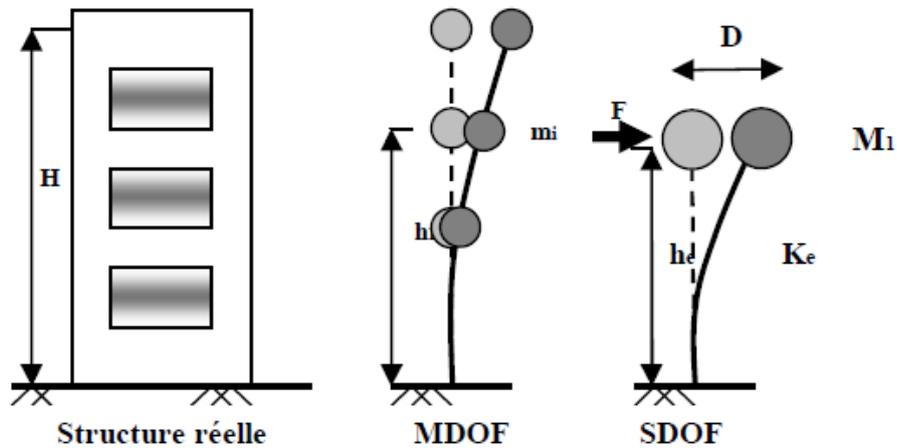


Figure I. 3 : Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [11].

I.5 But de l'analyse push over

Le but de l'analyse push over est d'évaluer la performance sismique des structures et de décrire leurs comportements réels [8] [7] [4] [9].

L'analyse Push over est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire [10].

I.6 Principe de la méthode

Le Push over est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement [4] [10].

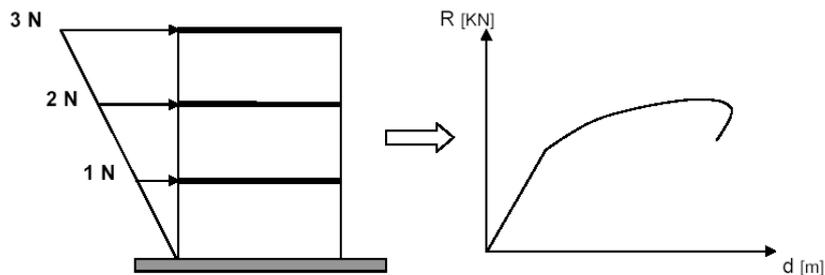


Figure I. 4 : Calcul Push-over et courbe de capacité [8].

I.7 Bases théoriques de la méthode [1]

Les éléments principaux de l'analyse push over sont la demande sismique et la courbe de capacité. Pour déterminer ces éléments, on suit les étapes représentées aux règlements FEMA 273 et 365 [12].

- 1- Effectuer une analyse statique non linéaire de l'ouvrage sous chargement latéral.
- 2- Etablir la courbe de capacité (l'effort tranchant en fonction du déplacement).
- 3- Calcul de la rigidité effective K_e :

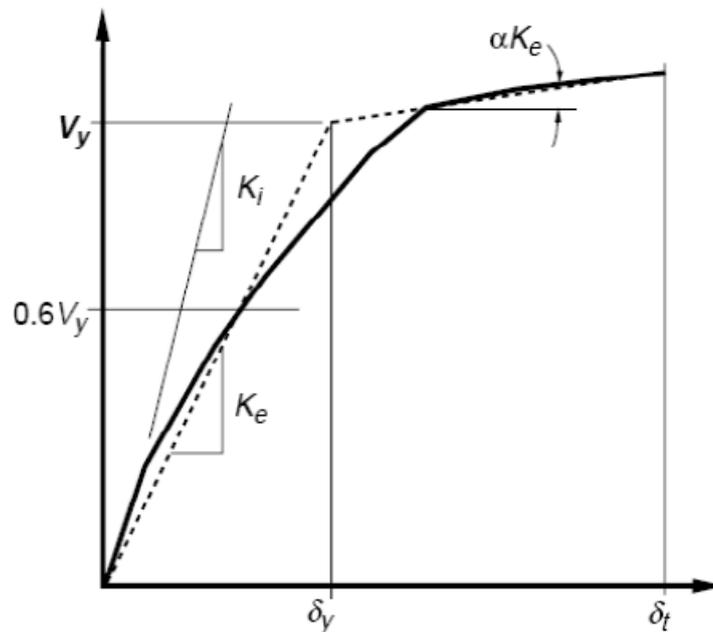


Figure I. 5 : Calcul de la rigidité effective K_e [7].

Avec

K_i : La rigidité latérale élastique dans le sens considéré.

K_e : La rigidité latérale effective dans le sens considéré (de la courbe bilinéaire approchée).

V_y : L'effort tranchant élastique.

- 4- Calcul de la période effective fondamentale T_e :

La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement –effort tranchant).

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (1.1)$$

Chapitre I : Notions générales et définitions de base

Avec T_i : La période fondamentale résultante d'une analyse dynamique élastique (en seconde).

5- Les facteurs C_0, C_1, C_2 et C_3 :

Avec

C_0 : Le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit, dépend du nombre d'étages :

Tableau I. 1 : les valeurs du coefficient C_0

Nombre d'étages	Structures en cisaillement (s^2)		Autres structures
	Chargement triangulaire	Chargement uniforme	Chargement quelconque
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
10+	1,3	1,2	1,5

C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique :

$$C_1 = \begin{cases} 1 & \text{si } T_e \geq T_s \\ \frac{\left[1 + \frac{(R-1)T_s}{T_e}\right]}{R} & \text{si } T_e < T_s \end{cases} \quad (1.2)$$

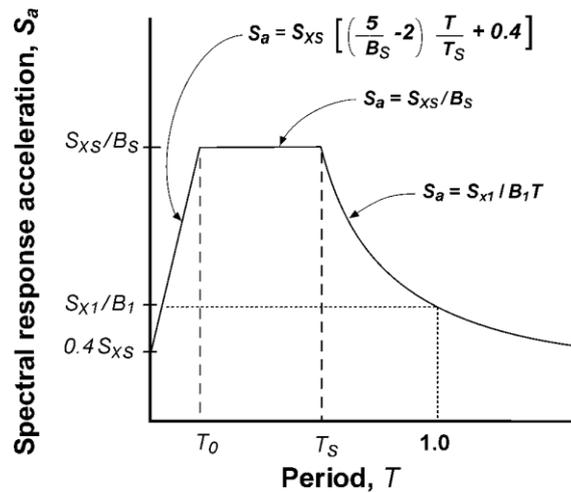


Figure I. 6 : Calcul de la période T_0 .

$$T_s = \frac{(S_{X1} B_s)}{(S_{XS} B_1)} \quad (1.3)$$

$$T_0 = 0,2 T_s$$

Avec : B_s et B_1 sont pris du tableau 1-6 [12]. Et T_0 est la période propre fondamentale.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (1.4)$$

Avec

R : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

S_a : L'accélération spectrale pour la période fondamentale effective du bâtiment dans la direction du calcul.

W : Le poids total de la structure.

V_y : L'effort tranchant à la limite élastique.

C_m : Le facteur de masse effectif.

Tableau I. 2 : Les valeurs de Facteur de masse effectif C_m [12].

Numéro d'étage	Moment Portique en béton	Cisaillement Mur en béton	Spandrel Pilier en béton	Moment Portique en acier	Portique en acier précontrainte concentrique	Portique en acier précontrainte excentrique	Autres
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 ou plus	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_2 : Le facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Tableau I. 3 : Les valeurs du coefficient C_2 .

Niveau de performance structurale	$T \leq 0.1$ s		$T \geq T_s$ s	
	Portique Types 1 ¹	Portique Types 2 ²	Portique Types 1 ¹	Portique Types 2 ²
Occupation Immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité de personnes	1.3	1.0	1.1	1.0
Non Effondrements	1.5	1.0	1.2	1.0

C_3 : Le coefficient de modification qui représente l'augmentation des déplacements due à la dynamique de l'effet P- Δ .

- $C_3=1.0$ pour les structures ayant une rigidité post-élastique positive.

$$- C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (1.5)$$

Avec α est le rapport entre la rigidité post-élastique et la rigidité élastique effective.

6- Evaluer la valeur de l'accélération spectrale S_a à la période T_e .

7- Le déplacement cible (Target displacement) δ_T :

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 356) :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1.6)$$

¹ Le type 1 se réfère aux structures pour lesquelles plus de 30% de l'effort tranchant à un niveau quelconque est repris par des éléments dont la résistance et la rigidité peuvent se détériorer au cours du séisme.

² Le type 2 couvre les autres structures.

- 8- Localiser ce déplacement δ_T sur la courbe de capacité pour le relier à la charge correspondante.
- 9- Calculer les déplacements relatifs à chaque étage (limités à 1% dans le RPA99/2003 et 0.75% dans le FEMA 273/356).
- 10- Reprendre les étapes 1 à 9 pour un cas de charge ayant, sur la hauteur du bâtiment, une répartition semblable à celle du mode fondamental de vibration.
- 11- Comparer le plus grand des déplacements relatifs de chaque étage au déplacement relatif admissible du FEMA 273.

I.8 Point de performance

C'est le point d'intersection des courbes de capacité et de demande, ce point nous a permis de savoir si le mécanisme de ruine est dépassé ou non. En d'autres termes si la structure est capable de satisfaire la demande sismique ou non [7].

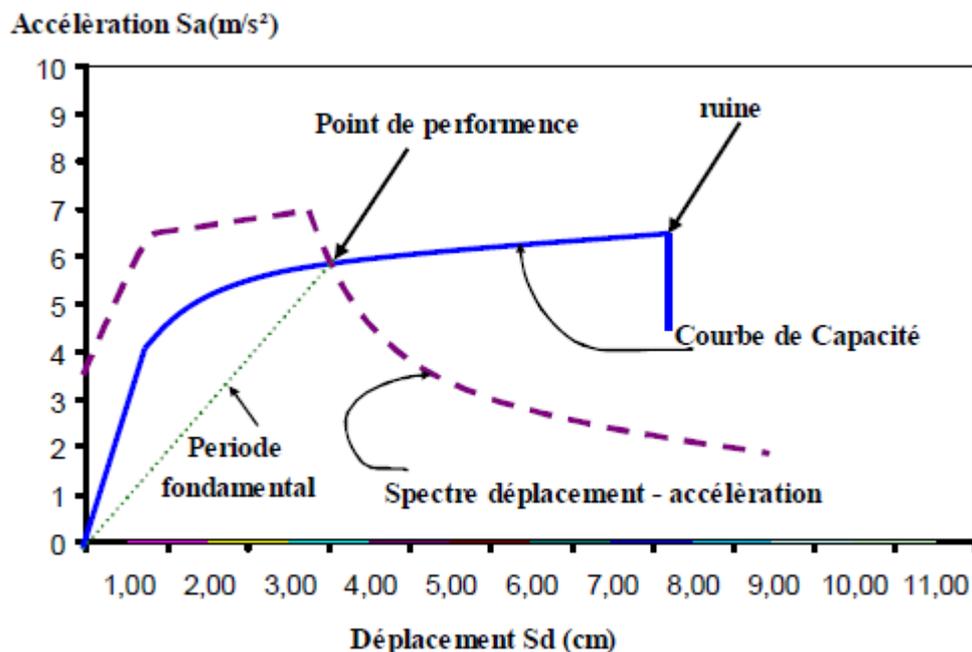


Figure I. 7 : Le point d'intersection des courbes de capacité et de demande [7].

I.9 Les niveaux de dommages [12]

La première étape de conception en performance est de définir un niveau d'endommagement acceptable dû à un séisme, selon le règlement FEMA 365 [12], il y a trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section :

Tableau I. 4 : les niveaux de performance définis dans le FEMA 356 [12]

Structurel / Non structurel	Occupation immédiate	Contrôle des dégâts	Sécurité des personnes	Chaîne Limitée De Sécurité	Non-effondrement	Non considéré
Opérationnel	1-A Opérationnel	2-A				
Occupation Immédiate	1-B Occupation immédiate	2-B	3-B			
Sécurité des personnes	1-C	2-C	3-C Sécurité des personnes	4-C	5-C	6-C
Risques réduit		2-D		4-D	5-D	6-D
Non considéré				4-E	5-E Non - effondrement	Pas de réhabilitation

Et on peut illustrer le tableau ci-dessus par les deux graphiques suivants :

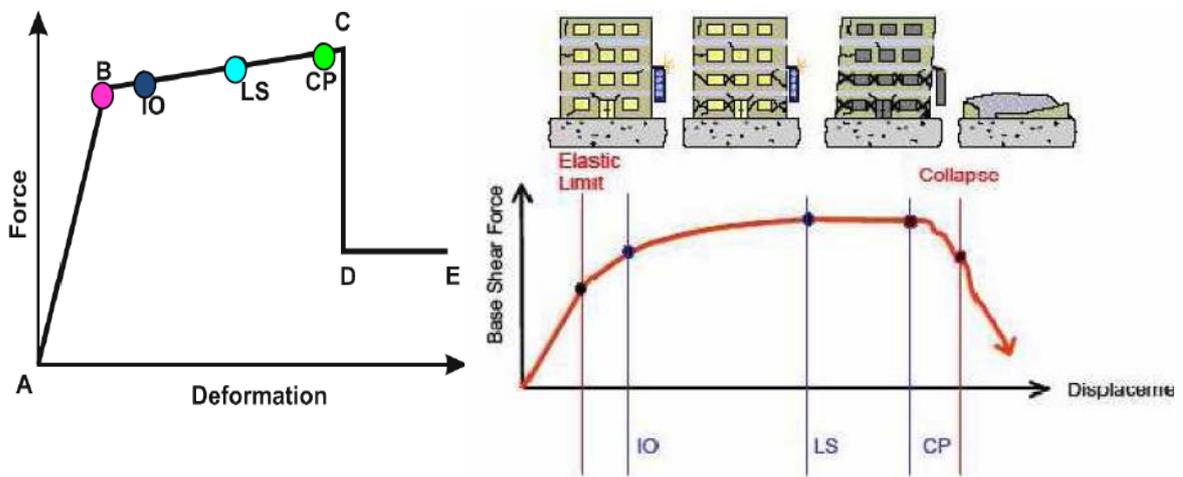


Figure I. 8 : Illustration des niveaux de performances d'une structure [7].

IO: Immediate Occupancy (Occupation Immédiate)

LS : Life Safety (Sécurité des Personnes)

CP : Collapse Prévention (Non-Effondrement)

I.10 Définition de la ductilité

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité ?

Le terme ductilité définit la capacité d'une structure et de ces différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de la résistance et de la raideur.

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e (Figure I.8). Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ϵ

$$\mu_\epsilon = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (1.7)$$

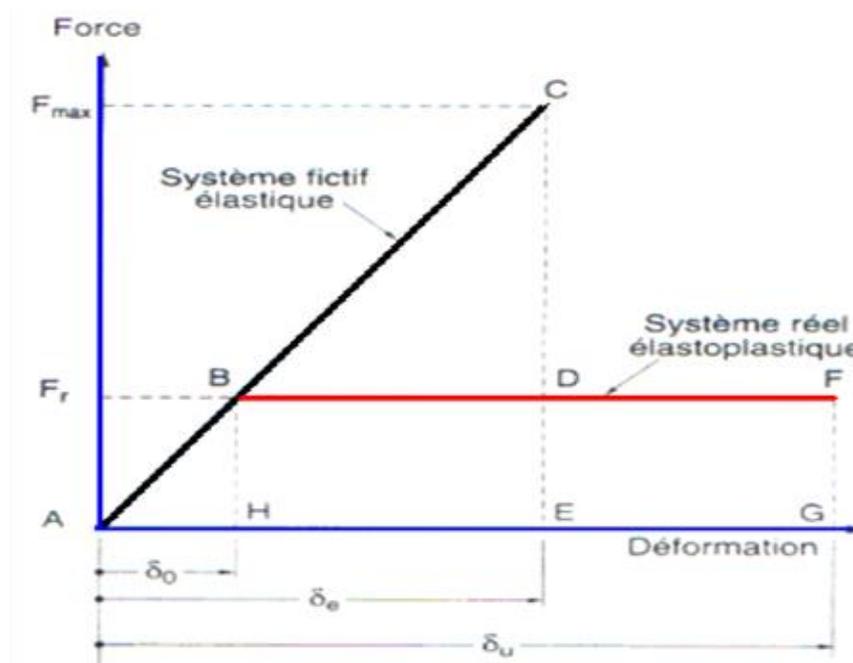


Figure I. 9 : Ductilité en déformations

I.11 Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à

caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance) [8].

I.12 Les rotules plastiques

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément [7].

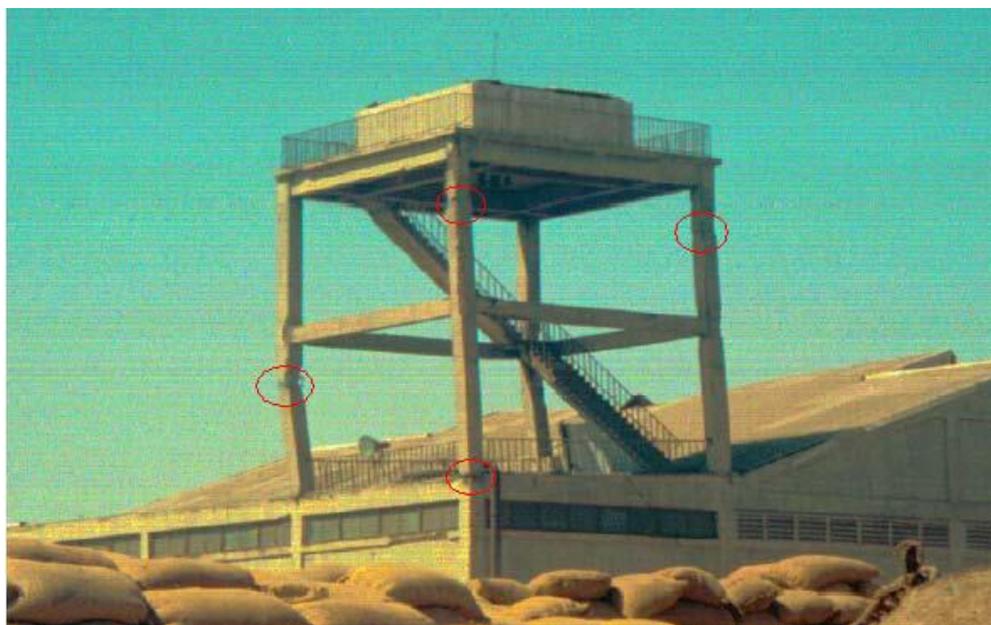


Figure I. 10 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 [7].

I.13 Conclusion

L'analyse push over est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de 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 [8] [10].

Chapitre II :
*Pré-dimensionnement et descente des
charges.*

II.1 Introduction

Avant d'évaluer la performance sismique d'un bâtiment par la méthode Push over, proposée par les règlements américains ATC 40 et FEMA 273 et 356, il faut que tous les éléments de la structure poteaux, poutres et planchers soient pré-dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations verticales et horizontales.

Le pré-dimensionnement est effectué selon le code BAEL 91 et les règlements algériens DTR, CBA 97 et RPA 99 version 2003.

II.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment de forme régulière (figure II.1) à usage d'habitation en béton armé, contreventé par des voiles. Ce bâtiment est composé d'un rez-de-chaussée plus huit étages avec une terrasse inaccessible. L'étage courant contient deux appartements.

Le projet est implanté à TIPAZA, qui est une zone de forte sismicité zone « III » d'après le RPA 99 version 2003.

II.3 Description de l'ouvrage

Les tableaux II.1 et II.2 représentent respectivement les différentes caractéristiques relatives à la géométrie du bâtiment étudié ainsi que les propriétés matériaux préconisées.

II.3.1 Caractéristiques géométriques

Tableau II. 1 : Les caractéristiques géométriques.

Dimensions en plan	$L_x = 23,05 \text{ m} ; L_y = 9,84 \text{ m}.$
Hauteur totale	27.54m.
Hauteur du niveau	3,06 m.

II.3.2 Caractéristiques des matériaux

Tableau II. 2 : Les caractéristiques des matériaux.

La masse volumique de béton armé	2500 kg/m³
La résistance à la compression du béton à 28 jours f_{c28}	25 MPa
La résistance à la traction du béton f_{t28}:	2,1MPa
Le module d'élasticité instantané E_{ij}	32000 MPa
Coefficient de poisson	0,2

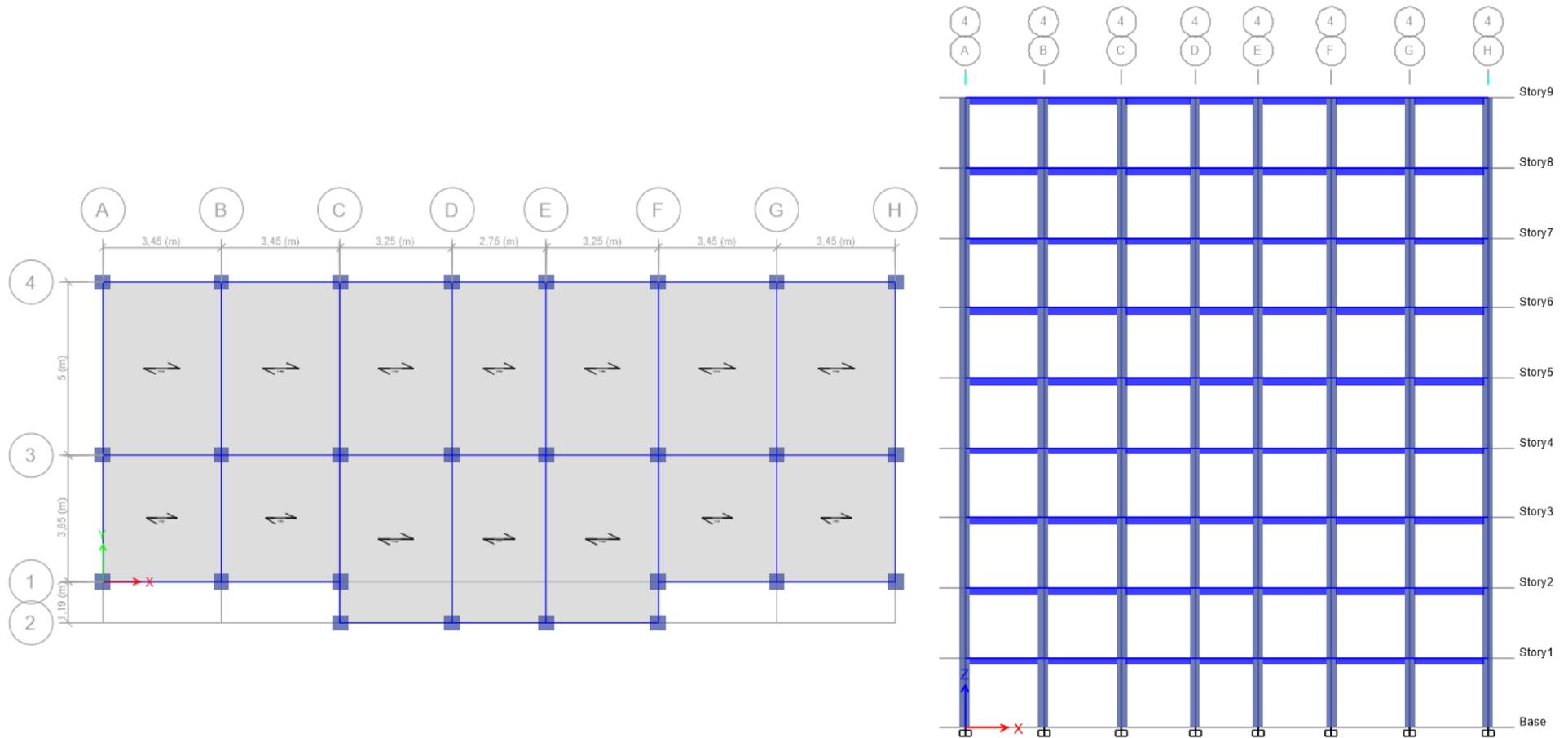


Figure II. 1 : Les vues en plan et en élévation

II.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Les dimensions des sections en béton des éléments porteurs sont basées sur les règlements, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II.4.1 Les poutres

Selon les règles BAEL 91, la hauteur « h » et la largeur « b » de la poutre sont données par les formules suivantes ;

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la section.

b : la largeur de la section.

Selon le R.P.A 99 version 2003 ;

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

➤ **Les poutres principales**

$$L = 500 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \\ 33,33 \leq h \leq 50 \end{array} \right. \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 0,4h \leq b \leq 0,7h \\ 18 \leq b \leq 31,5 \end{array} \right. \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 version 2003 ;

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Les poutres secondaires

$$L = 345 \text{ cm} \begin{cases} \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \\ 23 \leq h \leq 34,5 \end{cases} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,7h \\ 12 \leq b \leq 21 \end{cases} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 version 2003 ;

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Les poutres palières

$$L = 275 \text{ cm} \begin{cases} \frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \\ 18,33 \leq h \leq 27,5 \end{cases} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,7h \\ 12 \leq b \leq 21 \end{cases} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 version 2003 ;

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

II.4.2 Les poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux nous avons considéré le poteau le plus sollicité, qui supporte le plus grand poids.

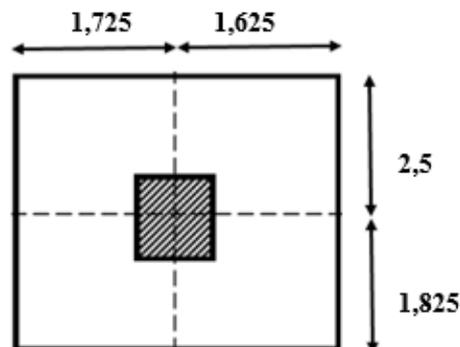


Figure II. 2 : La section du poteau le plus sollicité.

➤ La section réduit B_r :

Selon BAEL 91 la section réduite est calculée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_u}{\theta \times \frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{A}{B_r} f_e}$$

Avec :

K = 1 : Facteur correcteur, les charges étant appliquées après 90 jours

f_e : La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est 400 MPa

$\theta = 1$: Facteur de durée d'application des charges

$\frac{A}{B_r}$: Pourcentage des armatures est 0,9 %

β : coefficient de correction dépend de l'élanement de poteau λ

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \rightarrow \quad \beta = 1,2$$

f_{bc} : Contrainte de calcul

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

N_u : Effort normal ultime

$$N_u = Q \times S \times n$$

Q : La charge moyenne du plancher est 1 T/m²

S : La surface supportée par le poteau le plus sollicité.

$$S = (1,725 + 1,625) \times (2,5 + 1,825) = 14,488 \text{ m}^2$$

n : Le nombre d'étage est 9 étages

$$\text{Donc : } N_u = 1 \times 14,488 \times 9 = 1,30 \text{ MN}$$

➤ Calcul de section réduit B_r

$$B_r \geq \frac{1 \times 1,2 \times 1,38}{1 \times \frac{14,17}{0,9} + 0,009 \frac{400}{1,15}} \rightarrow B_r \geq 0,0877 \text{ m}^2$$

On a

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \rightarrow a \geq 0,32 \text{ m}$$

On prend une section de (45 x 45) cm²

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow b = h = 45 \text{ cm}$$

> 30 cm Vérifiée

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow b = h = 45 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 50$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,45 \times 0,45^3}{12 \times 0,45 \times 0,45}} = 0,13 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,13} < 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

II.4.3 Les voiles

Les murs voiles sont des éléments conçus pour résister aux forces horizontales dues aux vents et aux seimes. Ils doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec h_e : **La hauteur libre de l'étage**

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

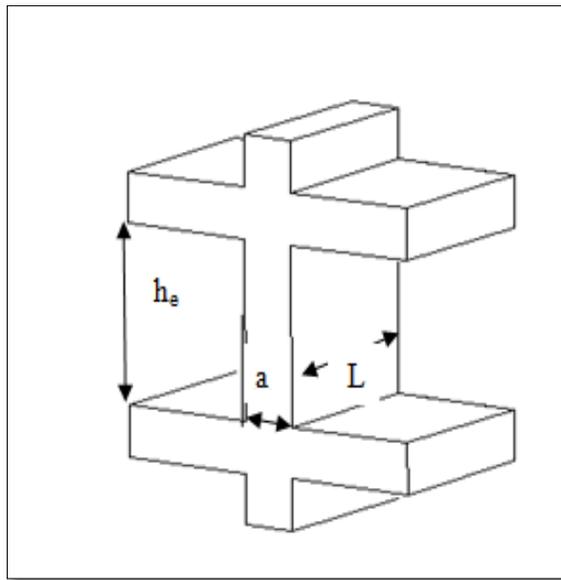


Figure II. 3 : Coupe de voile en élévation.

$$a \geq \frac{2,85}{20} \quad \rightarrow \quad a \geq 0,1425 \text{ m}$$

Donc on prend $a = 15 \text{ cm}$.

$$L \geq 4a \quad \rightarrow \quad L \geq 0,6 \text{ m}$$

II.5 Détermination de l'épaisseur du plancher et les dimensions des poutrelles

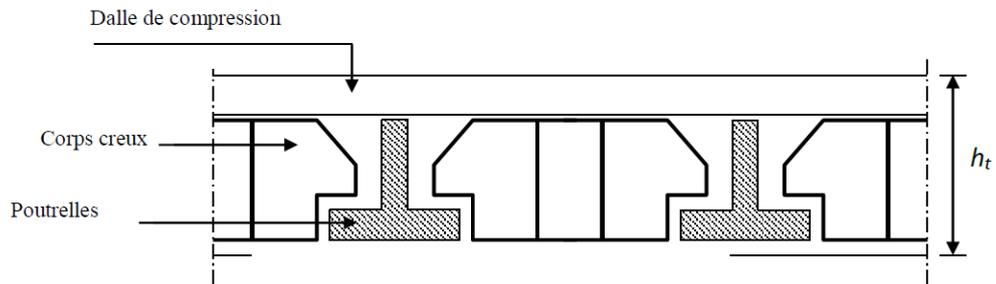


Figure III. 4 : Plancher en corps creux

- L'épaisseur de plancher en corps creux est conditionnée par :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec

h_t : L'épaisseur de plancher.

L : la plus grande portée dans le sens considéré, $L = 345$ cm

$$h_t \geq \frac{345}{22,5} \rightarrow h_t \geq 15,33 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de 21 cm d'épaisseur (16+5) pour l'ensemble des étages.

- Les dimensions des poutrelles

La largeur de la table de compression est égale à $b = b_0 + 2b_1$.

Avec

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \text{ avec } L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \{ 26,5 ; 34,5 \} = 26,5 \text{ cm soit } b = 65 \text{ cm}$$

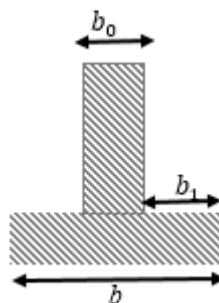


Figure III. 5 : Les dimensions d'une poutrelle

II.6 Descente des charges

Dans ce qui suit, nous allons présenter les différentes descentes de charges des différents étages du bâtiment étudié.

II.6.1 Plancher

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

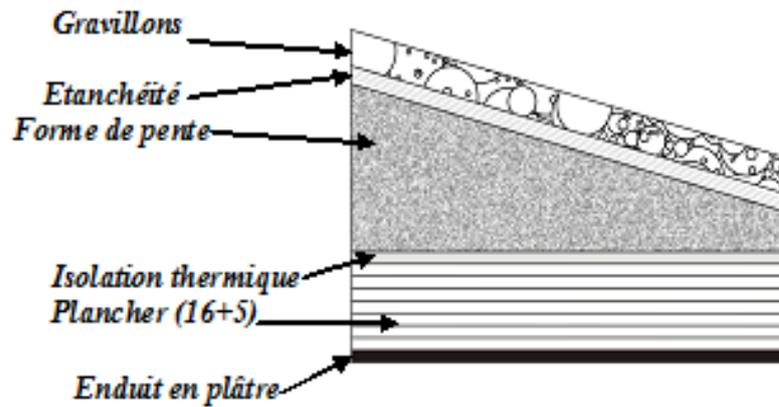


Figure II. 6 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 3 : Descente des charges (plancher terrasse inaccessible).

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	P(Kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etenchiété multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux(16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
			G = 663 Kg/m ²
			Q = 100 Kg/m ²

➤ Plancher étage courant

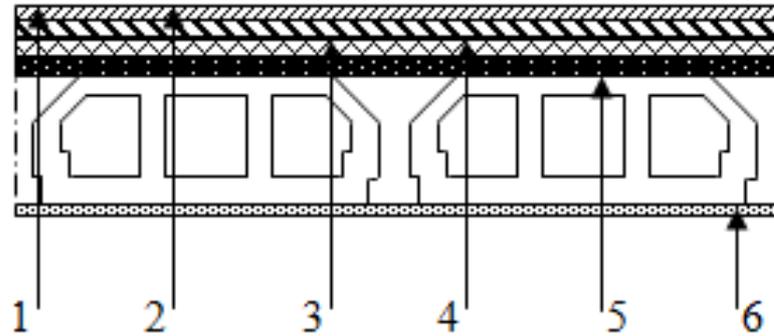


Figure II. 7 : Plancher étage courant

1 : Carrelage	4 : Dalle de compression
2 : Mortier de pose	5 : Corps creux
3 : Lit de sable	6 : Enduit en plâtre

Tableau II. 4 : Descente des charges (plancher étage courant).

Désignation	P(Kg/m ³)	e(m)	P(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.2	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Plancher en corps creux(16+5)	-	-	310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons interieures	1000	0.1	100
			G = 550 kg/m ²
			Q=150 kg/m ²

➤ Balcons (dalle pleine) :

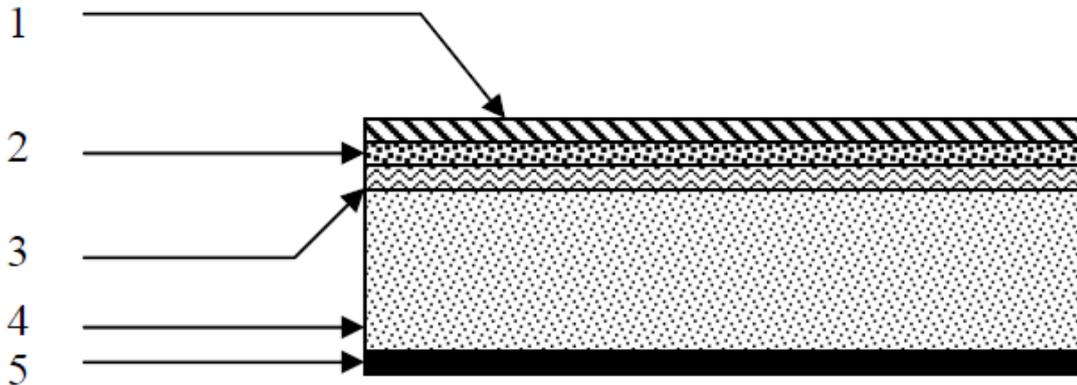


Figure II. 8 : Balcon

1 : Carrelage	4 : Dalle pleine
2 : Mortier de pose	5 : Enduit en plâtre
3 : Lit de sable	

Tableau II. 5 : Descente des charges des balcons.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	P (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1900	0.02	38
Dalle en BA (dalle pleine)	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
			G = 517 kg/m ²
			Q = 350 kg/m ²

II.6.2 Murs

➤ Murs extérieurs

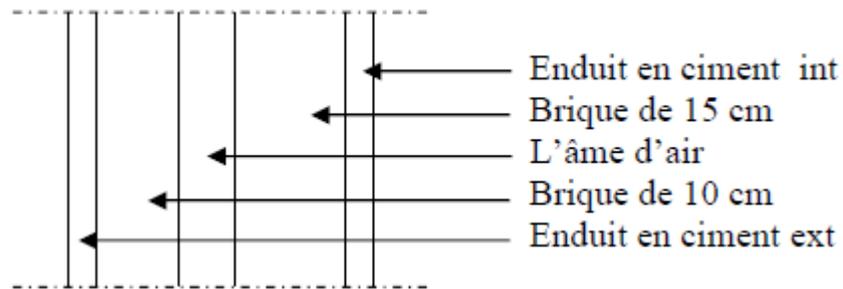


Figure III. 9 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II. 6 : Charge permanente des murs extérieurs

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	P(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
			G = 273 kg/m ²

➤ Murs intérieurs

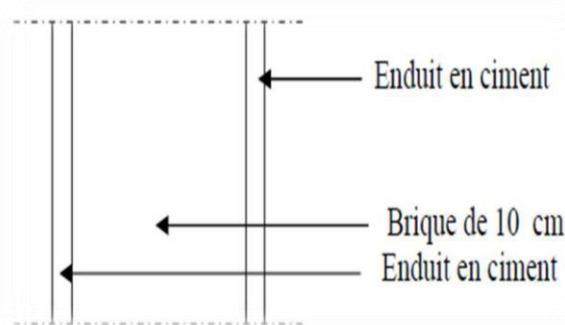


Figure II. 10 : Coupe transversale du mur intérieur

Tableau II. 7 : Charge permanente des murs intérieurs.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	P(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1000	0.02	20
Brique creuse	600	0.1	60
Enduit intérieur	1000	0.02	20
			G = 100 kg/m ²

II.6.3 L'acrotère

➤ La surface de l'acrotère

$$S = \frac{(0,1 \times 0,05)}{2} + (0,1 \times 0,05) + (0,6 \times 0,1)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

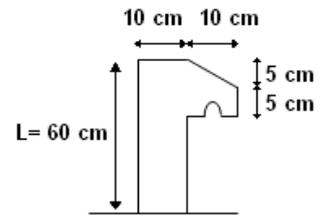


Figure II. 11 : Dimensions de l'acrotère

➤ Poids propre de l'acrotère

$$P = 25 \times 0,0675$$

$$P = 1,6875 \text{ KN/m}$$

II.6.4 Les escaliers

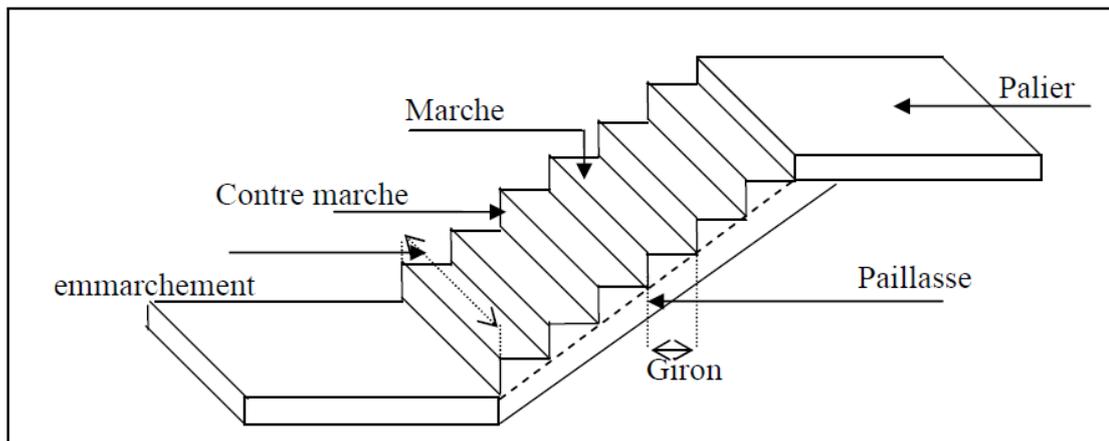


Figure II. 12 : Schéma d'un escalier

II.6.4.1 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h'", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h' + g \leq 66 \text{ cm}$$

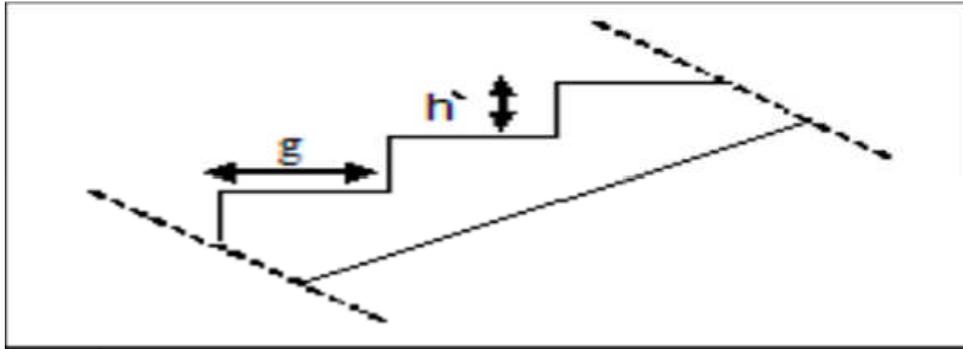


Figure III. 13 : coupe transversale des escaliers

Avec

g : La largeur des marches.

h' : La hauteur des contremarches est compris entre (16 et 18) cm, On prend $h' = 17$ cm

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17 \quad \rightarrow \quad 25 \leq g \leq 32 \quad \rightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

II.6.4.2 Nombre des marches

$$N = \frac{H}{h'}$$

Avec :

N : Nombre des marches.

H : La hauteur de l'étage.

$$N = \frac{306}{17} \quad \rightarrow \quad N = 18$$

On a 9 contremarches et 8 marches pour chaque volée.

II.6.4.3 Les différents angles d'inclinaisons

$$\tan \alpha = \frac{153}{275} \quad \rightarrow \quad \alpha = 29,09^\circ$$

II.6.4.4 Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{L_p}{30} < e_p < \frac{L_p}{20}$$

Avec : e_p est l'épaisseur de la paille et L_p : La longueur de volée.

$$L_p = \frac{1,53}{\sin 29,09} \rightarrow L_p = 3,147 \text{ m}$$

$$\frac{314,7}{30} < e_p < \frac{314,7}{20} \rightarrow 10,49 < e_p < 15,73$$

On adopte une épaisseur de 15 cm pour la paillasse.

II.6.4.5 Détermination de l'épaisseur du palier

$$e_v = \frac{e_p}{\cos \alpha}$$

Avec e_v : L'épaisseur du palier

$$e_v = \frac{15}{\cos 29,09} \rightarrow e_v = 17,16$$

On adopte une épaisseur du palier de 15 cm

II.6.4.6 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier

Tableau II. 8 : Descente des charges du palier.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	P (Kg/m ²)
Poids propre du palier	2500	0,15	375
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1900	0,02	38
Enduit de plâtre	1000	0,015	15
			G = 512 kg/m ²
			Q = 250 kg/m ²

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II. 9 : Descente des charges de la paillasse.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	P (Kg/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2200	0,02	44
Mortier de ciment horizontal	2000	0,02	40
Lit de sable	1900	0,02	38
Revêtement en carrelage vertical	$(2200 \times 0,17)/0,30$	0,02	24,93
Mortier de ciment vertical	$(2000 \times 0,17)/0,30$	0,02	22,67
Poids propre de la paillasse	$2500/\cos 29,09$	0,15	429,13
Poids propre des marches	$(0,17 \times 2200)/2$	-	187
Garde- corps	-	-	10
Enduit en plâtre	$1000/\cos 29,09$	0,015	17,16
			G = 812,89kg/m ²
			Q = 250 kg/m ²

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement et la descente des charges de la structure étudiée, selon les codes de calcul cité auparavant. Par suite on va entamer la modélisation de ce bâtiment par deux méthodes : linéaire et non-linéaire.

Chapitre III :

Analyse push over d'une structure mixte

III.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier la vulnérabilité sismique du bâtiment contreventé par portiques auto-stables, présenté au chapitre II, par la méthode de push over (analyse non linéaire). L'étude se fait en utilisant le logiciel SAP2000 version 14.2.4. La figure 3.1 présente la vue 3D de la structure étudiée.

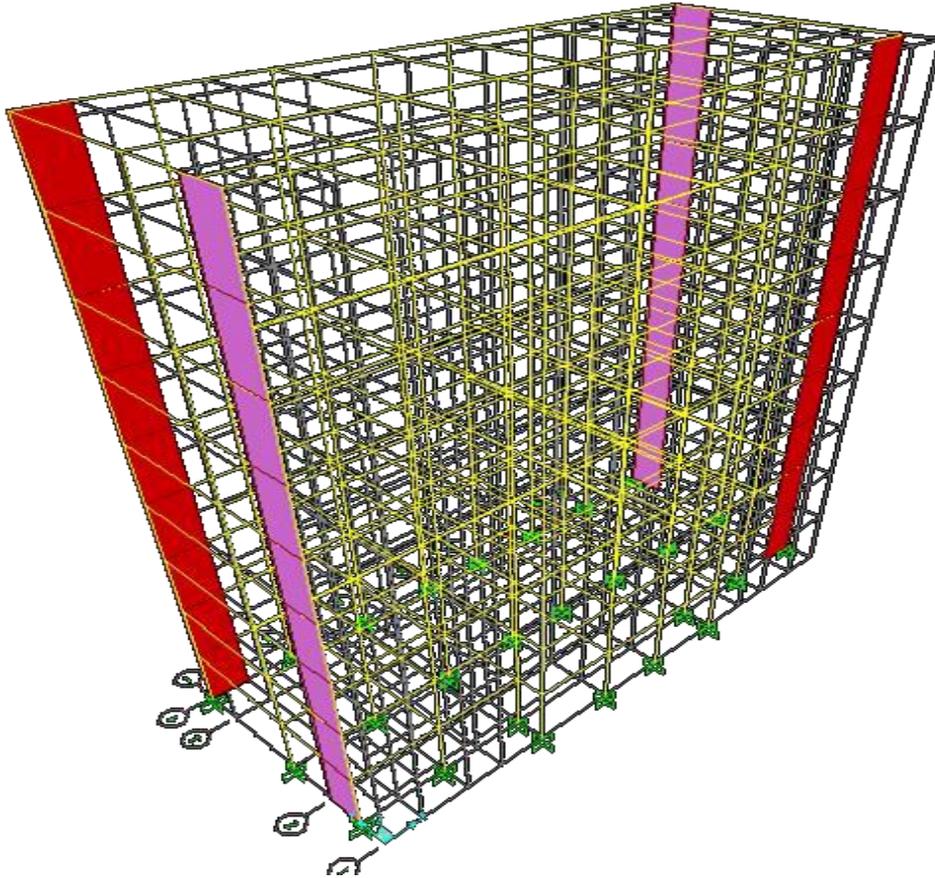


Figure III. 1 : Vue 3D de notre structure.

III.2 Données dynamiques

Selon le RPA 99, V2003, notre bâtiment est classé en zone de sismicité « III », classe 1B. Quant au sol est classé en S3.

Concernant l'action sismique, elle est introduite sous forme de spectre de réponse généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte (figure III.2).

Les données dynamiques nécessaires pour le calcul sont résumées dans le tableau III.1.

Tableau III. 1 : Les caractéristiques dynamiques

Coefficient de comportement	Amortissement	Facteur de qualité
R = 5	$\xi = 10\%$	Q = 1,25

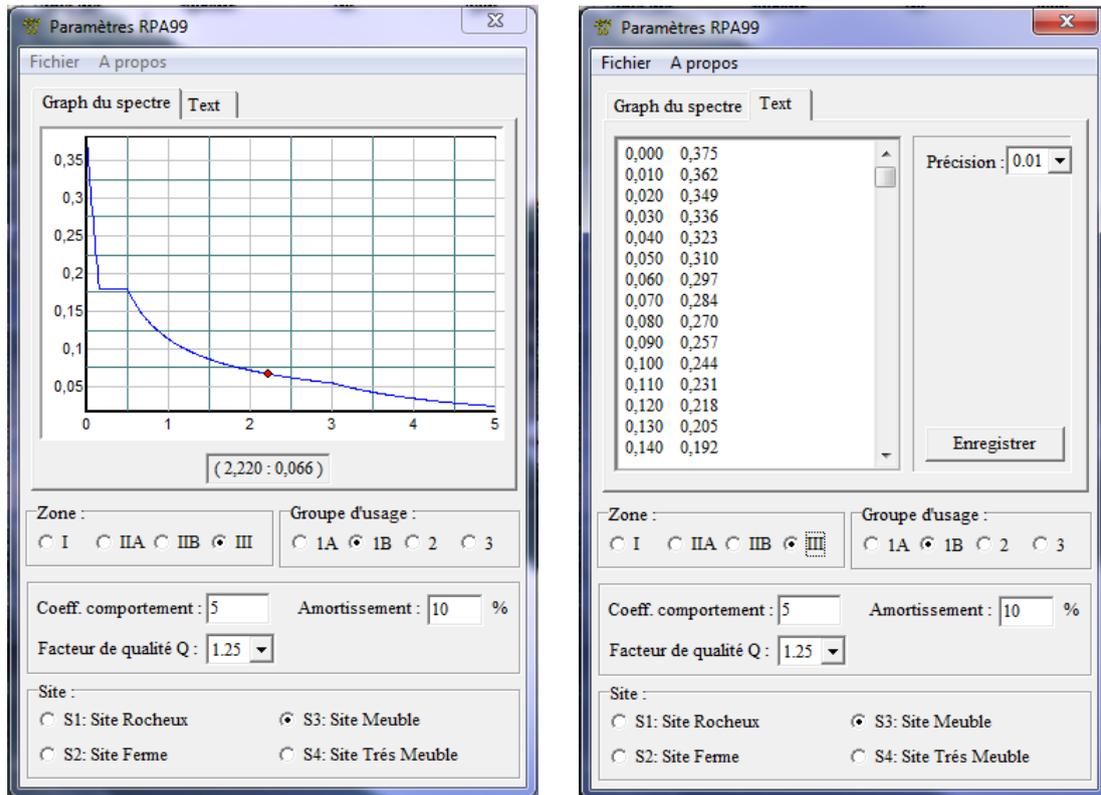


Figure III. 2 : La forme du spectre de réponse de calcul.

III.3 Analyse linéaire élastique

La modélisation avec le logiciel SAP2000 permet de ne considérer que les éléments structuraux. Quant aux éléments non-structuraux, ils sont modélisés, soit par masses concentrées aux nœuds, ou bien par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

III.3.1 Définition des entrées

Nous résumons par la suite les étapes nécessaires pour notre modélisation. Tout d'abord nous introduisons les données nécessaires :

1) Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Define > Materials > Add New Material

Tableau III. 2 : Les caractéristiques des matériaux.

Caractéristique de matériau	Valeur
Poids volumique du béton	25 KN/m ³
masse volumique du béton	2,5 KN/m ³
Module de Young	32164295 KN/m ²
contrainte max du béton à la compression	25000 KN/m ²

2) Définition des sections « Poteaux et poutres »

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type ‘Frame’ en passant par le chemin suivant : **Define > Section properties > Frame sections > Add New Properties**

Tandis que les dalles et les voiles, ils sont modélisés par des éléments de type **Shell** en suivant le chemin suivant : **Define > section properties > area section > shell.**

3) Définition du chargement statique de la structure

Define>Load Patterns : G = 1 et Q = 0.

4) Définition du chargement sismique de la structure dans les deux sens X et Y

Define>Load Patterns

5) Combinaison

Afin de définir les différentes combinaisons nous empruntons le chemin suivant : **Define>LoadCombinations.** Le tableau suivant (III.3, résume les différentes combinaisons considérées.

Tableau III. 3 : Combinaison des charges.

Type de combinaison	Equation	
Fondamentale	ELU	1,35G+1,5Q
	ELS	G+Q
Accidentelle	0,8 G ± E G+Q±1,2E G+Q±E	

6) Diaphragme

Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide. Pour le définir, il faut passer par : **Define > Joint Constraints > Add New Constraints.**

7) Conditions aux limites

Concernant les conditions aux limites la structure est supposée encastree à sa base. Pour les définir il faut assigner les conditions d'appuis rigides à la base des poteaux, en passant par le chemin : **assign> joint >restraints**

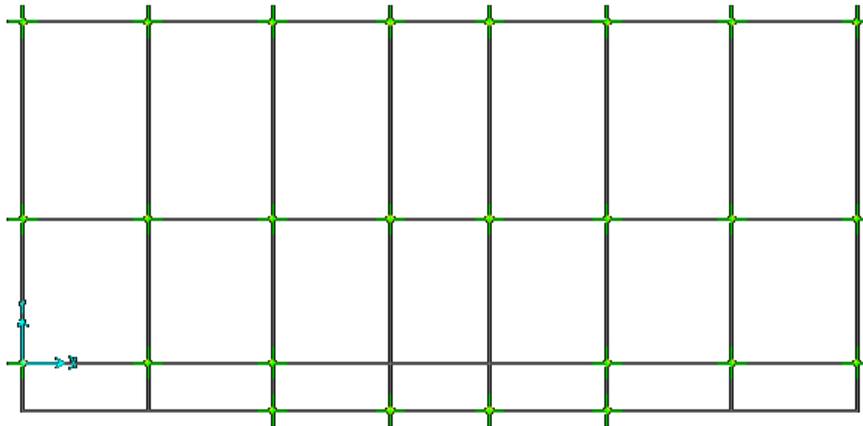


Figure III. 3 : Applications des conditions aux limites

8) Définition de la masse source : $G + 0,2 Q$

Define > Mass source > Add New Mass Source.

9) Application des charges

Application des charges statiques (G et Q) calculées au chapitre II sur les éléments de la structure:

- Chargement des poutres : **Assign > Frame Loads>Distributed.**
- Chargement des planchers : **Assign > area Loads> Uniform.**

10) Analyse spectrale

Le spectre de réponse de calcul est introduit en termes de périodes:

Define > Functions > Response Spectrum > Add New Function

Exécution de l'analyse : Analyze > RunAnalysis.

III.3.2 Résultats de l'analyse linéaire

Les principaux résultats de l'analyse linéaire obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 4 : Périodes et participation massique de chaque mode.

Mode	Période Sec	UX(%)	UY(%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (%)
1	1,07	1,66	75,24	1,66	75,24	0,06
2	0,99	75,75	1,74	77,42	76,98	0,14
3	0,90	0,58	0,21	78,00	77,20	76,95
4	0,34	1,46	12,28	79,47	89,48	5,16
5	0,32	11,61	1,26	91,08	90,75	4,65
6	0,28	0,02	0,01	91,10	90,77	3,29
7	0,16	0,40	4,34	91,50	95,11	1,95
8	0,16	4,04	0,33	95,55	95,44	1,30
9	0,13	0,00	0,00	95,55	95,44	1,20
10	0,09	0,24	1,84	95,79	97,29	0,78
11	0,09	1,71	0,21	97,51	97,51	0,63
12	0,09	0,00	0,00	97,51	97,51	0,00

III.4 L'analyse Non-linéaire (push over)

Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques «Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

III.4.1 Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux

a. Poteaux-poutres

Pour notre modèle, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportements définies d'une façon automatique par le SAP2000 comme suit :

- ❖ Poteaux : Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P-M2-M3).
- ❖ Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

Les rotules de flexion « Auto P-M2-M3» sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit : Sélection des poteaux, ensuite passer par le chemin :

Assign > Frame > Hinges. On introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau (figure III.4).

Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres. Il faut sélectionner les poutres et choisir le même chemin que les poteaux : **Assign > Frame > Hinges**. Egalement, on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poutre (figure III.5).

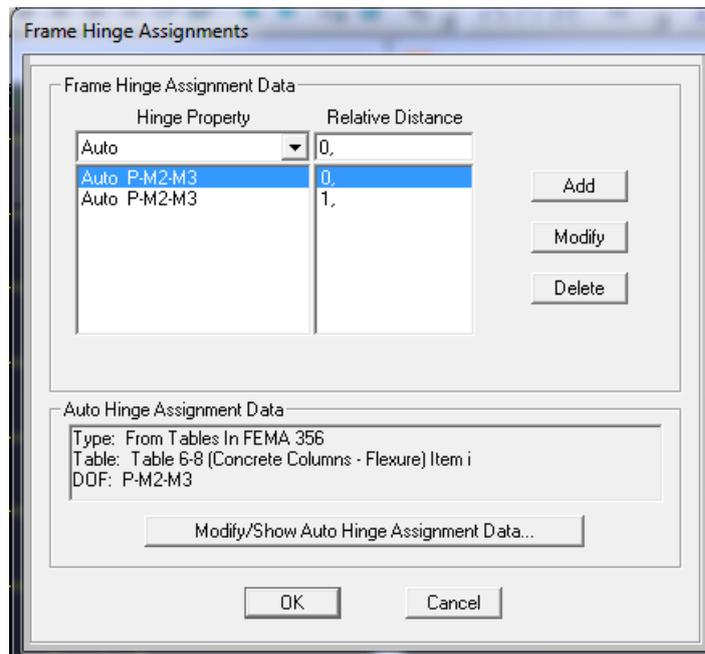


Figure III. 4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

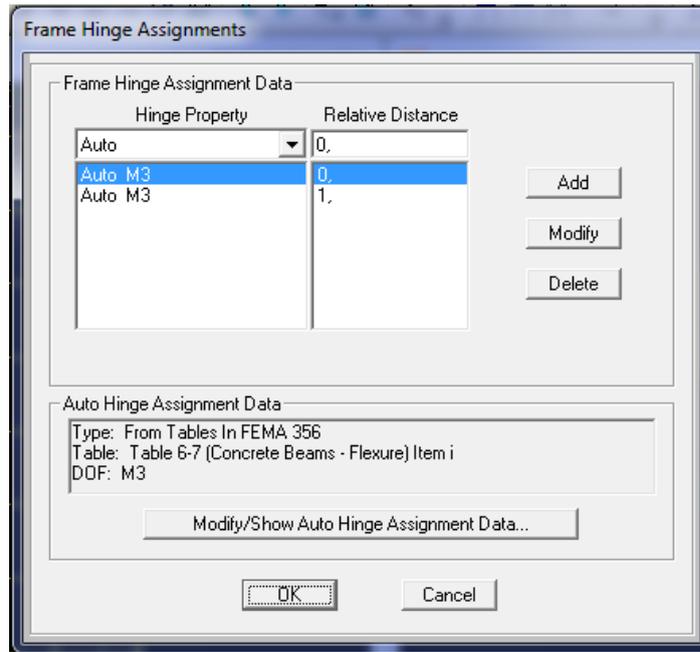
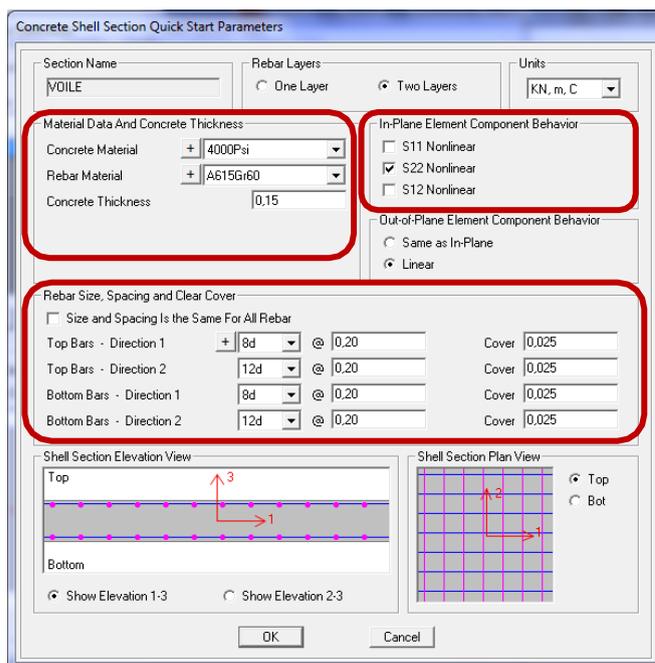


Figure III. 5 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

b. Voile

Le SAP2000 permet d'introduire les rotules seulement aux éléments frames, mais dans cette version, il fournit un élément non-linéaire (shell - Layered /Nonlinear) qui permet de modéliser le comportement non-linéaire sans que les rotules soient attribuées selon le chemin suivant :

Define > section properties > area sections > Voile (Modify/Show Section) > Choisir (Shell-Layered/Nonlinear) > Modify/Show Layer Definition > Quick Start.



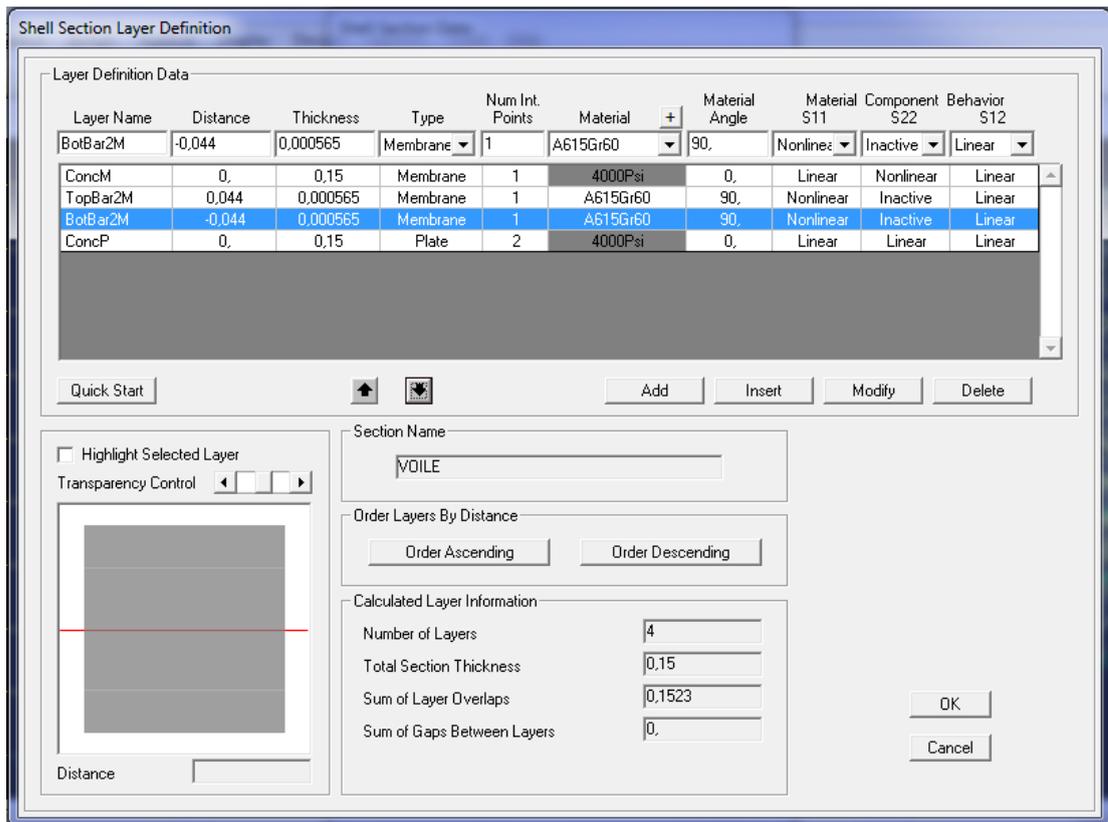
Dans cette boîte de dialogue, l'option **(Material Data And Concrete Thickness)** permet de définir les propriétés des matériaux utilisés ainsi que l'épaisseur du voile.

L'option **In-Plane Element Component Behavior** : Le matériau béton sera modéliser par un élément membranaire et un autre élément plaque, et à partir de cette option on peut définir la

direction du comportement de l'élément plaque.

L'option (**Rebar Size Spacing And Clear Cover**): Cette option nous permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du mur voile en béton armé ainsi que le recouvrement des armatures.

Quant aux options (**Shell Section Elevation View**) et (**Shell Section Plan View**) : permettent de schématiser le détail du ferrailage en plan et en élévation du mur voile.



Dans cette boîte de dialogue (**Shell Section Layer Definition**) : Nous introduisons des informations concernant les dimensions, le comportement et les matériaux utilisés.

III.4.2 Définition du chargement de l'analyse push over

Après la définition du comportement non-linéaire et l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe à la définition du chargement de l'analyse push over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "**Déplacement contrôlé**" c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible [10].

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est : **Define > Load Cases > Dead (Modify/Show Load Case) > Static Nonlinear**

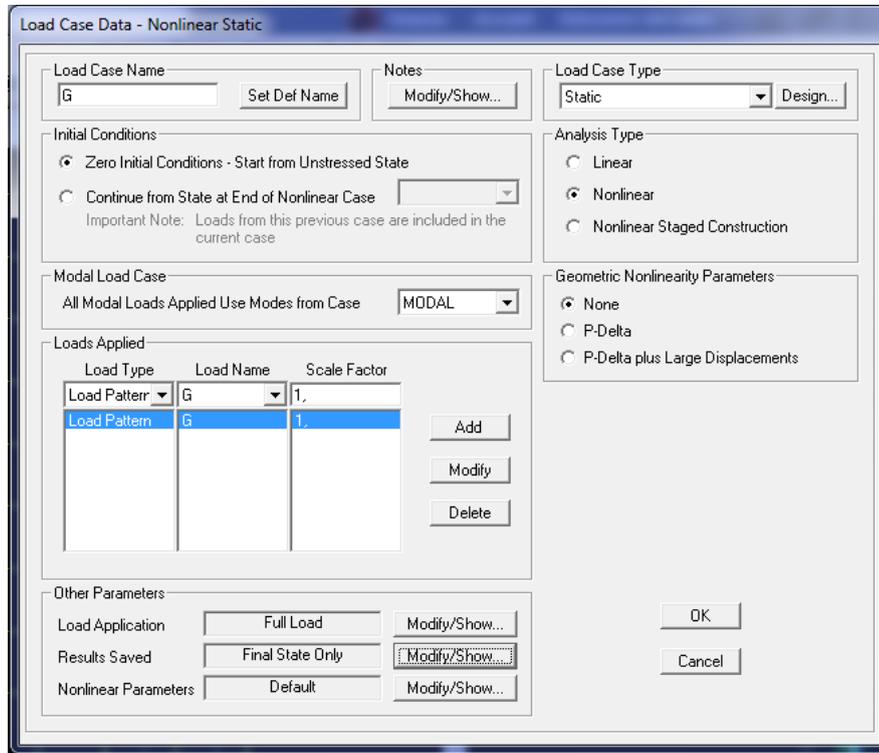


Figure III. 6 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.

b. Définition de l'analyse sous charges horizontales

La prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY. Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens XX. Le chemin emprunté est : **Define > Load Cases > Add New Load Case > PUSHXX (Static Nonlinear)**.

Quand au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte "**Loads Applied**" on choisit le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction XX.

On choisit dans la case "**Load Application**" la commande "**Displacement control**" (figure III.7). Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure [1].

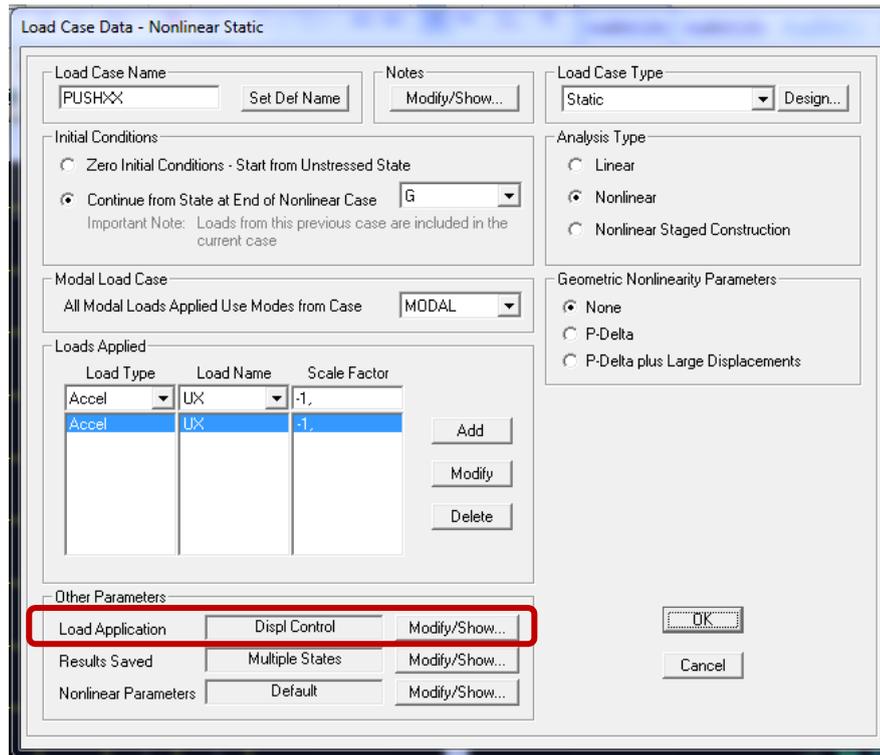


Figure III. 7 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens XX).

La valeur de déplacement du point moniteur est défini par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage [10].

$$D_{cible} = \frac{h}{25} = \frac{27,54}{25} \rightarrow D_{cible} = 1,1016 \text{ m}$$

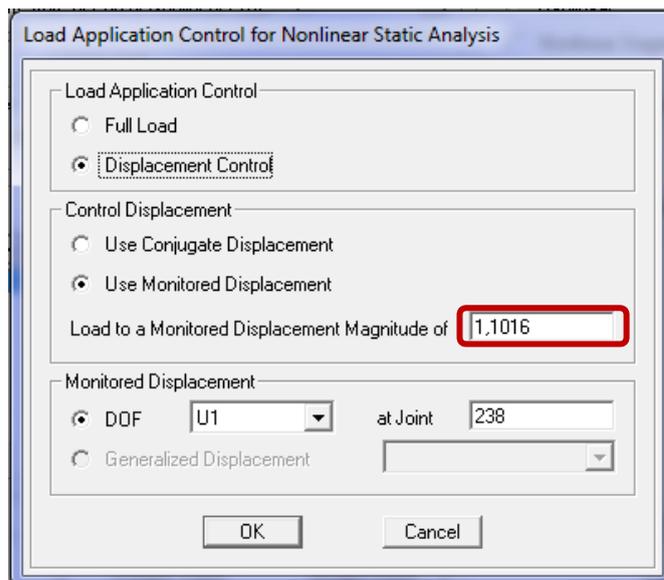


Figure III. 8 : Détermination du nœud de contrôle

Exécution de l'analyse : **Analyze > RunAnalysis.**

III.5 Résultats de l'analyse push over

III.5.1 L'analyse push over dans le sens XX

Pour visualiser la courbe de capacité : **Display > Show Static Push Over Curve.**

Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement **PUSHX.**

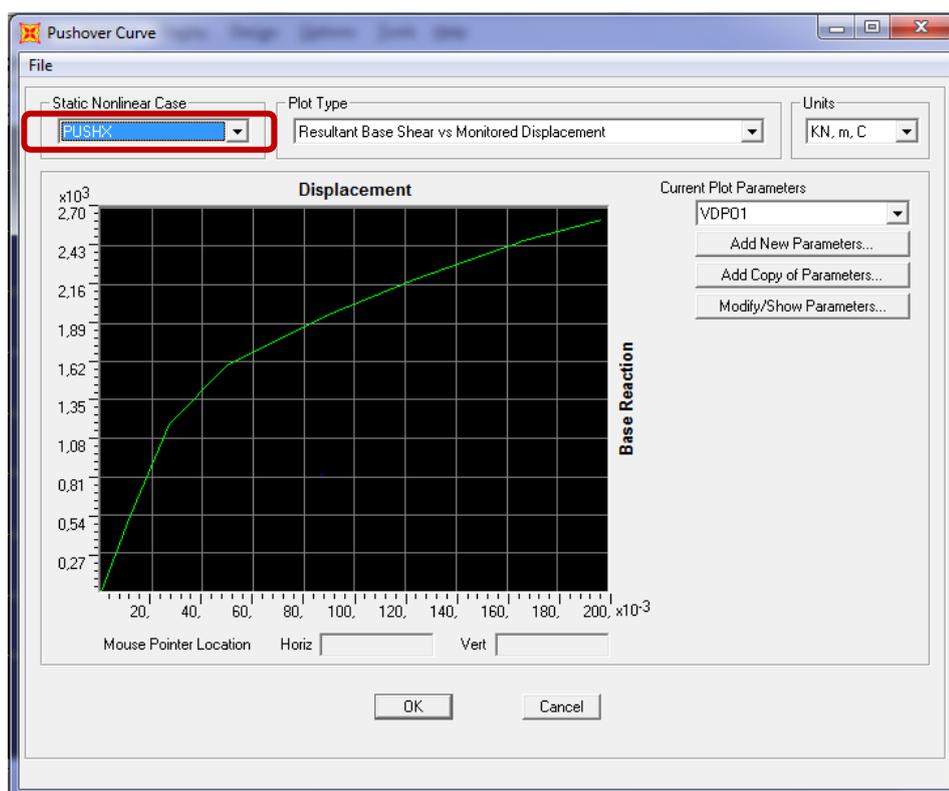


Figure III. 9 : Courbe de capacité dans la direction XX (effort tranchant-déplacement).

Les résultats sont donnés sous forme de courbe non-linéaire qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet de la structure.

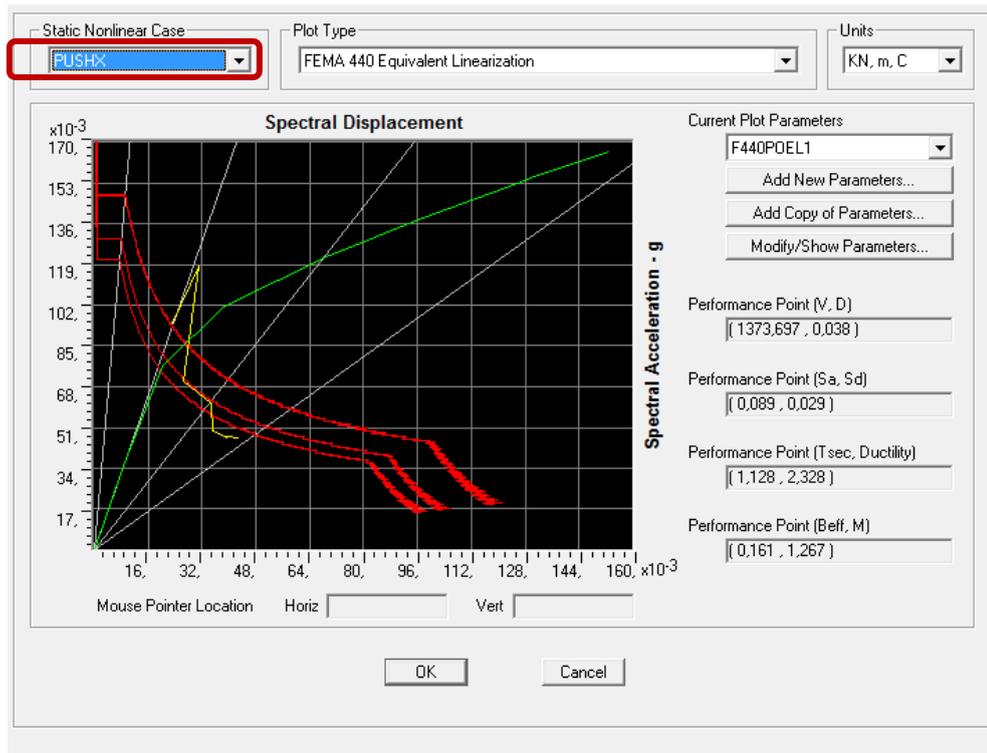


Figure III. 10 : Détermination du point de performance.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure.

III.6 Conclusion

Durant ce chapitre on a fait l'application de la méthode push over en poussé progressive sur notre model. Cette exécution permet d'évaluer la performance sismique de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme.

Chapitre IV :

Recherche de la disposition optimale des voiles

IV.1 Introduction

Les dernières corrections apportées au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), en 2003, interdit de construire des structures en auto-stable, et de concevoir des bâtiments de plus de 14 m de hauteur en zone III.

L'unique solution pour contourner cette interdiction est l'ajout de voiles aux portiques auto-stables, c'est-à-dire construire en structures mixtes. Cet ajout de voiles pose souvent des problèmes aux ingénieurs (les structures sont soit trop rigides soit trop flexibles). La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation). Pour cela, des recommandations sont proposées par les experts à savoir

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.
- Le côté économique et architectural des bâtiments doivent être sauvegardés [3].

IV.2 Les critères de comparaisons entre les variantes étudiées

Les résultats de l'analyse push over seront utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des voiles :

- Déplacement inter étages maximal (D_{max}).
- Demande en ductilité (μ_D). (Degré de pénétration dans le domaine plastique).
- Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation globale de la structure (I_d).
- Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (Poutres, poteaux, voiles).
- La variante optimale est celle qui représente les meilleurs résultats de l'analyse comparative.

IV.3 Les conditions à vérifier

Avant de passer au ferrailage, la structure doit satisfaire les conditions suivantes ;

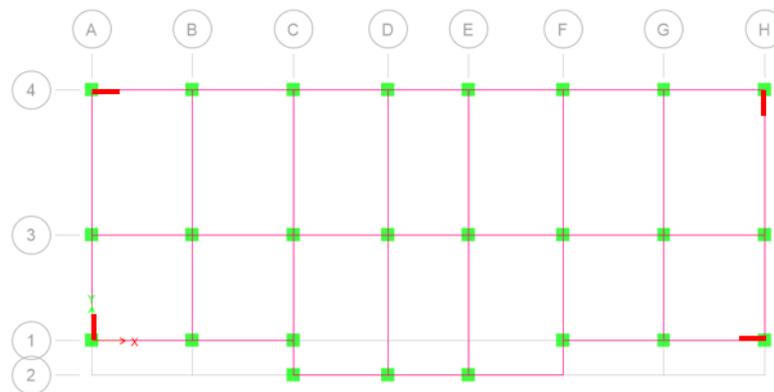
- Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que ;
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.
 - Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- **Art 4.3.6 RPA 2003** : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
- **Art 5.10 RPA 2003** : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

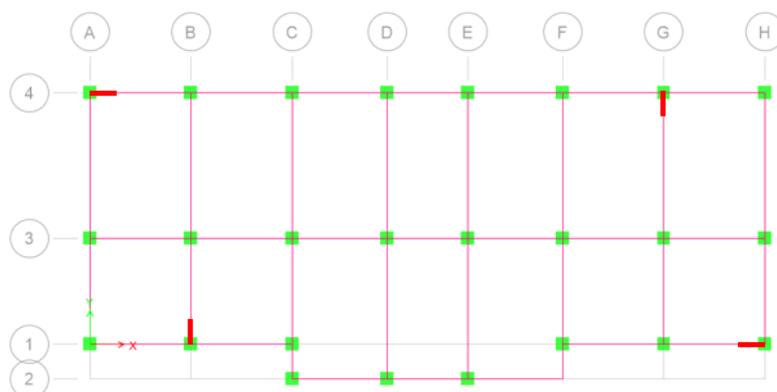
IV .4 Choix des dispositions des voiles à étudier

Nous optons pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

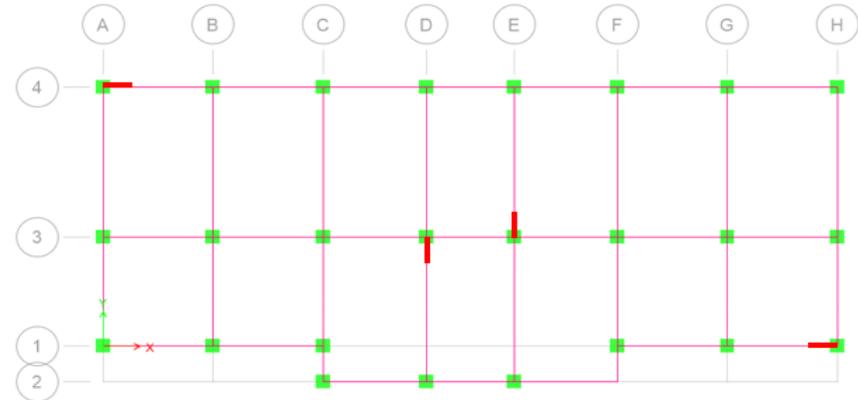
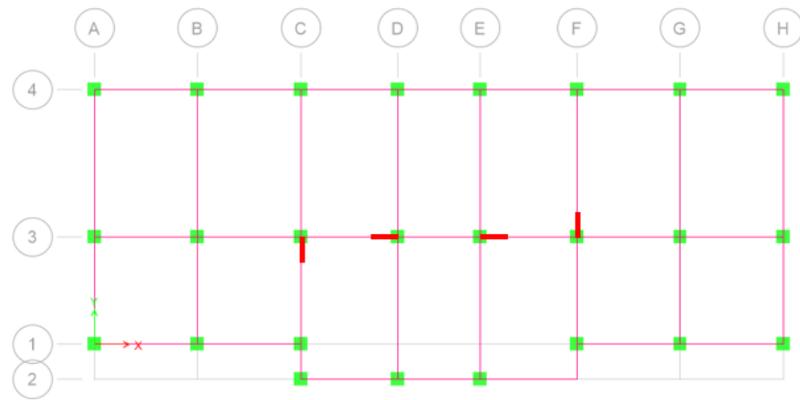
Six dispositions d'emplacement de voiles sont étudiées dans le cadre ce travail. Elles sont résumées par la figure IV.1.



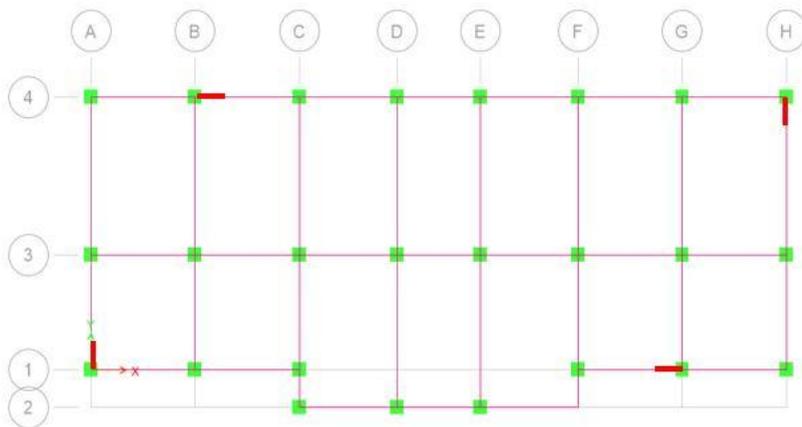
Var 1



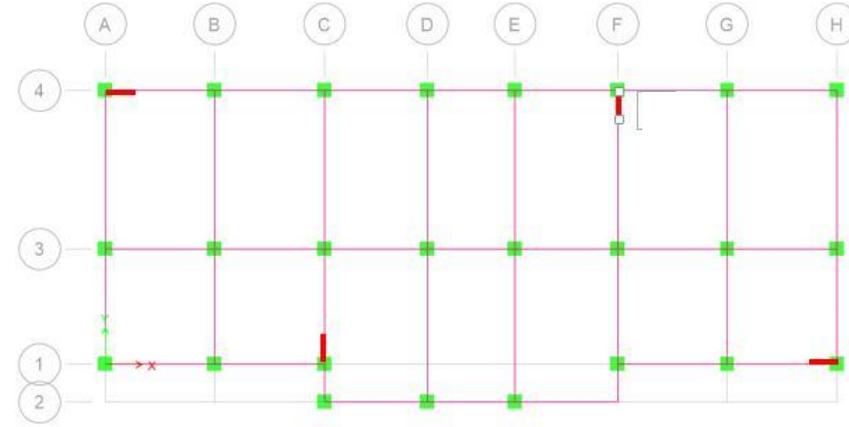
Var 2



VAR 3



VAR 4



VAR 5

VAR 6

Figure IV. 1 : Dispositions des voiles à étudier.

IV .5 Etude de la variante 1 : (Exemple d'application)

IV.5.1 Vérification des conditions

1) Vérification du comportement dynamique

Tableau IV. 1 : Vérification de la participation des masses modales

Mode	Période Sec	UX(%)	UY(%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (%)
1	1,07	1,66	75,24	1,66	75,24	0,06
2	0,99	75,75	1,74	77,42	76,98	0,14
3	0,90	0,58	0,21	78,00	77,20	76,95
4	0,34	1,46	12,28	79,47	89,48	5,16
5	0,32	11,61	1,26	91,08	90,75	4,65
6	0,28	0,02	0,01	91,10	90,77	3,29
7	0,16	0,40	4,34	91,50	95,11	1,95
8	0,16	4,04	0,33	95,55	95,44	1,30
9	0,13	0,00	0,00	95,55	95,44	1,20
10	0,09	0,24	1,84	95,79	97,29	0,78
11	0,09	1,71	0,21	97,51	97,51	0,63
12	0,09	0,00	0,00	97,51	97,51	0,00

Les modes 1 et 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

2) Vérification Art 4.3.4 RPA 2003

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation et comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.
- Direction xx : 5 modes (97,51% de la masse sismique de la structure).
- Direction yy : 5 modes (97,51% de la masse sismique de la structure).

3) Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

- $V_x = 2496$ kN.
- $V_y = 2949$ kN.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003) :

- $A = 0.25$ (Zone III).
- $R = 5$ (structure mixte avec interaction).
- $Q = 1.25$ (facteur de qualité).
- $V_{MSEx} = 1835$ KN.
- $V_{MSEy} = 1658$ KN.
- $V_{x_{dyn}} = 2496 > 80\% V_{MSE} = 1468$ kN.
- $V_{y_{dyn}} = 2949 > 80\% V_{MSE} = 1326$ kN.

4) Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3,06cm).

$$R \times \Delta K < 0,01 \times h_e.$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

h_e : Hauteur de l'étage.

Les résultats des déplacements sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 2 : Déplacements inter-étages.

Etage	Δx (cm)	Δy (cm)	0,01 h_e	Vérification
1	0,7	0,95	3,06	C.V
2	1,25	1,65	3,06	C.V
3	1,45	1,85	3,06	C.V
4	1,55	2,05	3,06	C.V
5	1,4	1,95	3,06	C.V
6	1,2	1,7	3,06	C.V
7	0,9	1,4	3,06	C.V
8	0,55	1,05	3,06	C.V
9	0,4	0,65	3,06	C.V

Conclusion : La structure satisfait les critères du règlement parasismique algérien (RPA2003) relatifs aux structures mixtes.

IV.5.2 Sections de ferrailage

On calcule le ferrailage des éléments par le minimum du RPA.

Tableau IV. 3 : Ferrailage des éléments (poutres, poteaux, voiles).

Élément	Dimension	Ferrailage
Poutre principale	(30 x 45) cm ²	4T16
Poutre secondaire	(30 x 30) cm ²	4T14
Poteau	(45 x 45) cm ²	10T16
Voile	15 cm	9T12/12 cm

IV.5.3 Résultats de l'analyse push over

On choisit un seule sens suivant yy, et on prend comme exemple la variante 1 :

1) Courbe de capacité de la structure (effort tranchant-déplacement) :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

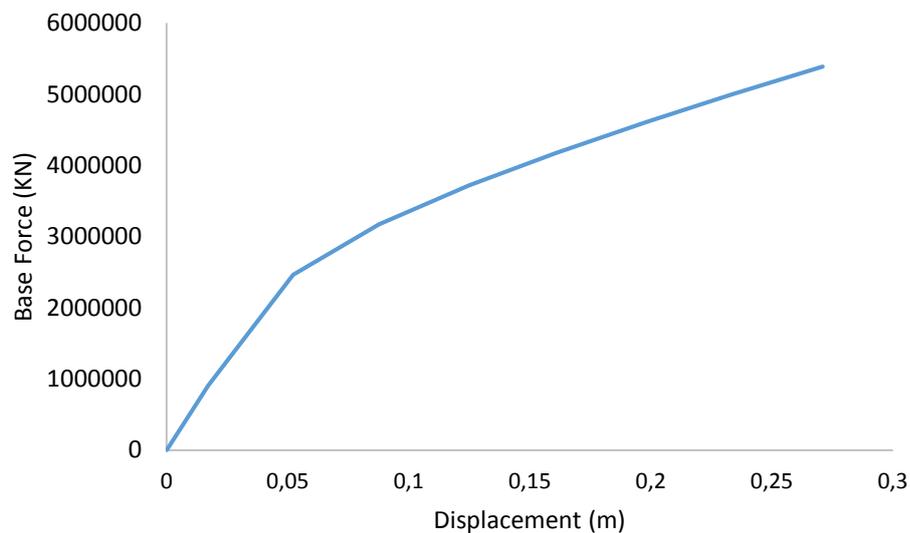


Figure IV. 2: Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) sens Y-Y

2) Détermination du point de performance de la structure (S_a-S_d) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré de dommage dans le domaine plastique.

Les normes américaines FEMA356 prévoient que ce point est déterminé en superposant deux courbes, une représente la capacité résistance de la structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.

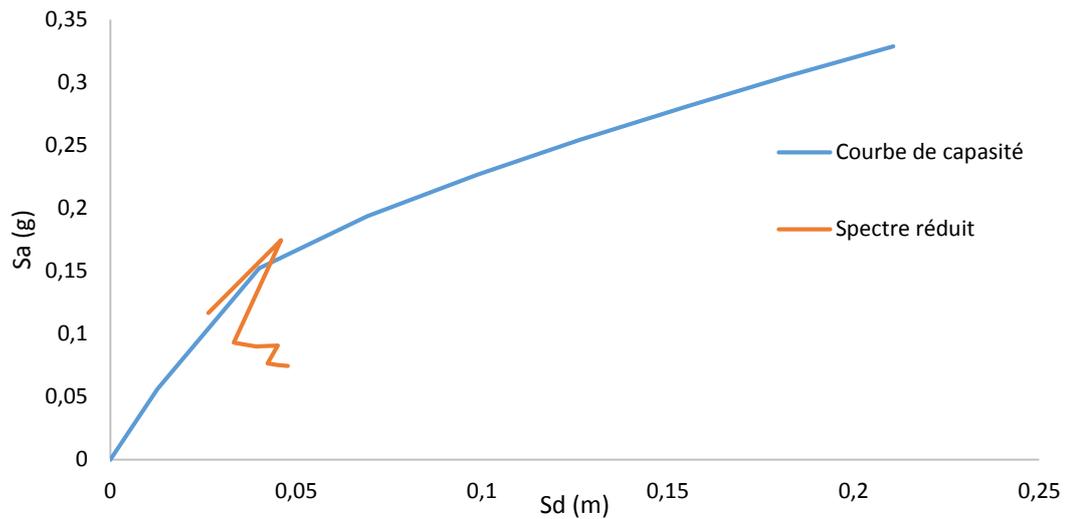


Figure IV. 3: détermination du point de performance sens Y-Y

On détermine le point de performance de la structure (V_p - D_p) graphiquement :

$V_p = 2565 \text{ kN}$.

$D_p = 5,73 \text{ cm}$.

3) Déplacements inter-étages au point de performance (Δy):

Tableau IV. 4 : Déplacements inter-étages au point de performance.

Etage	Δy (cm)
1	0,95
2	1,2
3	1,25
4	1,2
5	1,1
6	1
7	0,85
8	0,75
9	0,55

Donc le déplacement inter-étages maximal (D_{max}) est égal à : 1,25 cm.

4) Demande en ductilité (μ_D) :

Ductilité de déplacement, ductilité de structure, ou ductilité globale, qui estime le comportement de la structure entière, leur facteur est exprimé par le rapport du déplacement ultime de la structure (Point de performance) et le déplacement à la fin de la phase élastique où : $\mu_D = D_p / D_e$ [17].

$$D_p = 5,73 \text{ cm.}$$

$$D_e = 1,71 \text{ cm.}$$

$$\mu_D = 3,35.$$

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important [5].

5) Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

Les indices K_p et I_d permet de mesurer l'état de dégradation de la structure après l'introduction de la structure dans le domaine plastique.

La raideur initiale élastique :

A l'état élastique limite le déplacement $D_y = 1,71 \text{ cm}$ et l'effort tranchant $V_y = 907 \text{ KN}$.

Donc: $K_e = V_y / D_y$.

$$K_e = 53041 \text{ kN/m.}$$

Lorsque la structure subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance initiale K_e .

➤ La raideur de la structure au point de performance :

$$K_p = V_p / D_p$$

$$K_p = 44764 \text{ kN/m.}$$

➤ L'indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par [1] :

$$I_d = 1 - K_p / K_e.$$

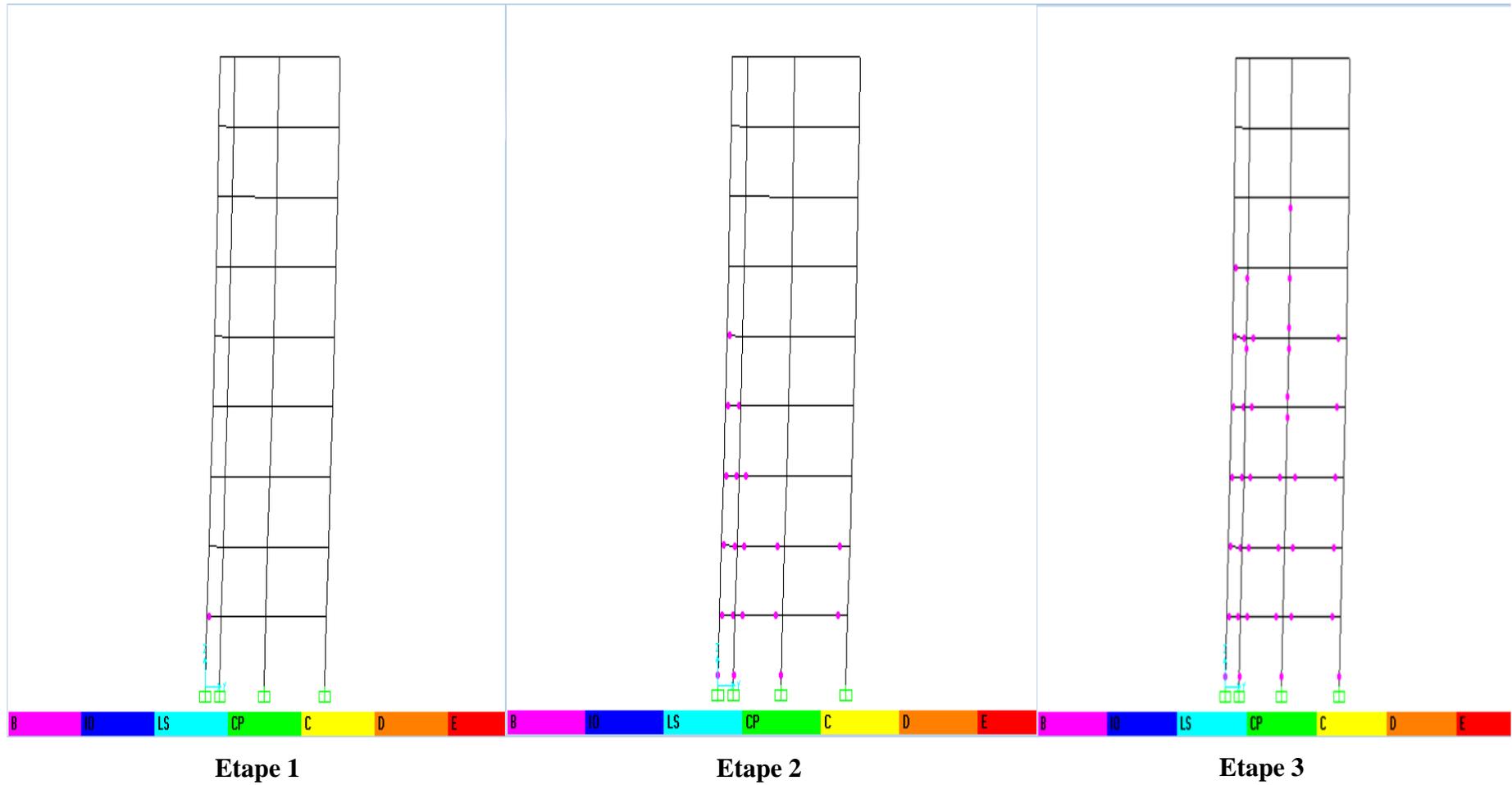
$$I_d = 16 \text{ \%}.$$

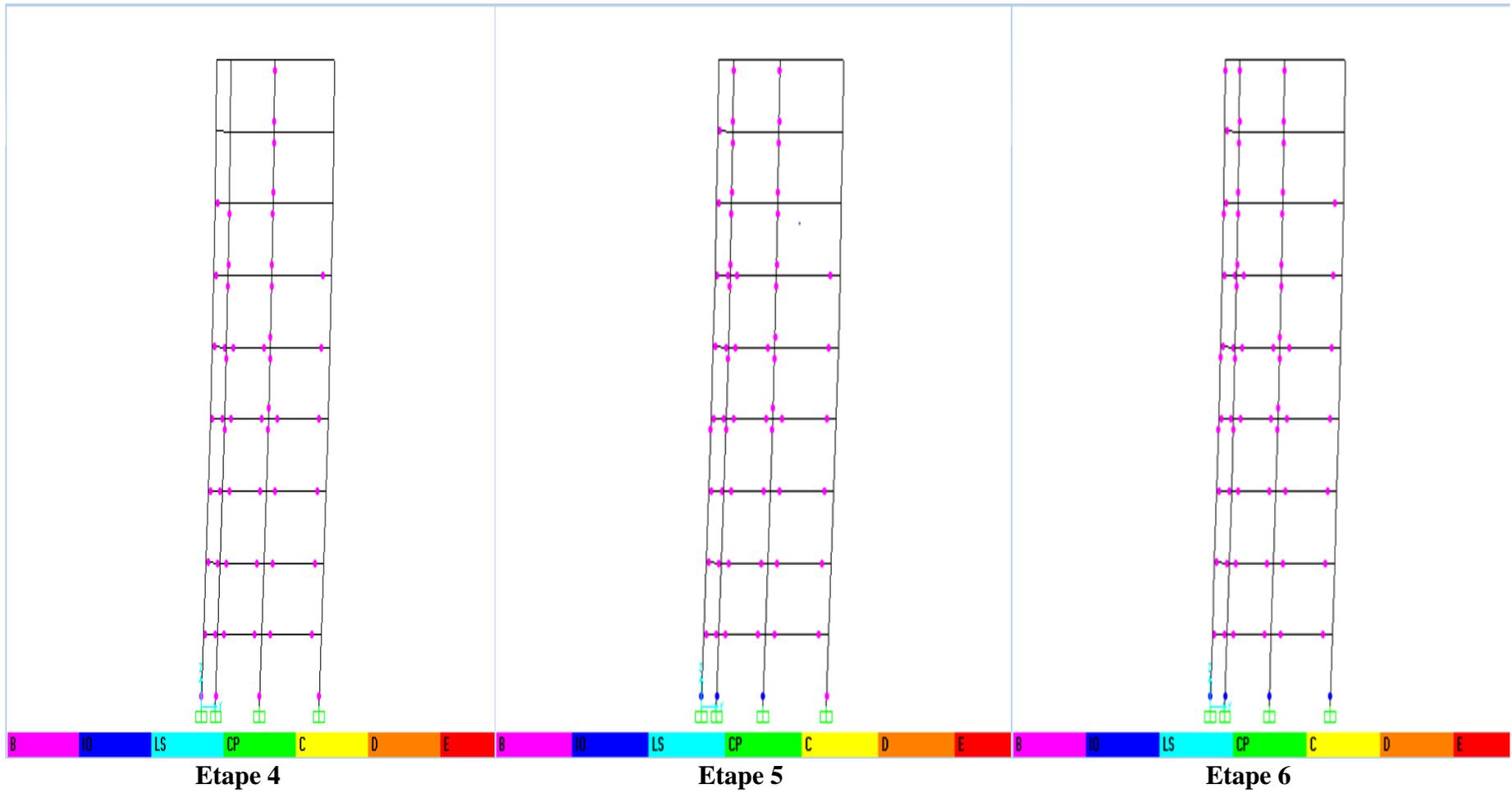
Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 16 %.

6) Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement de l'analyse push over.

Des indicateurs de couleurs apparaissent aux niveaux des zones susceptibles à se plastifier (figure IV.4), ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique.





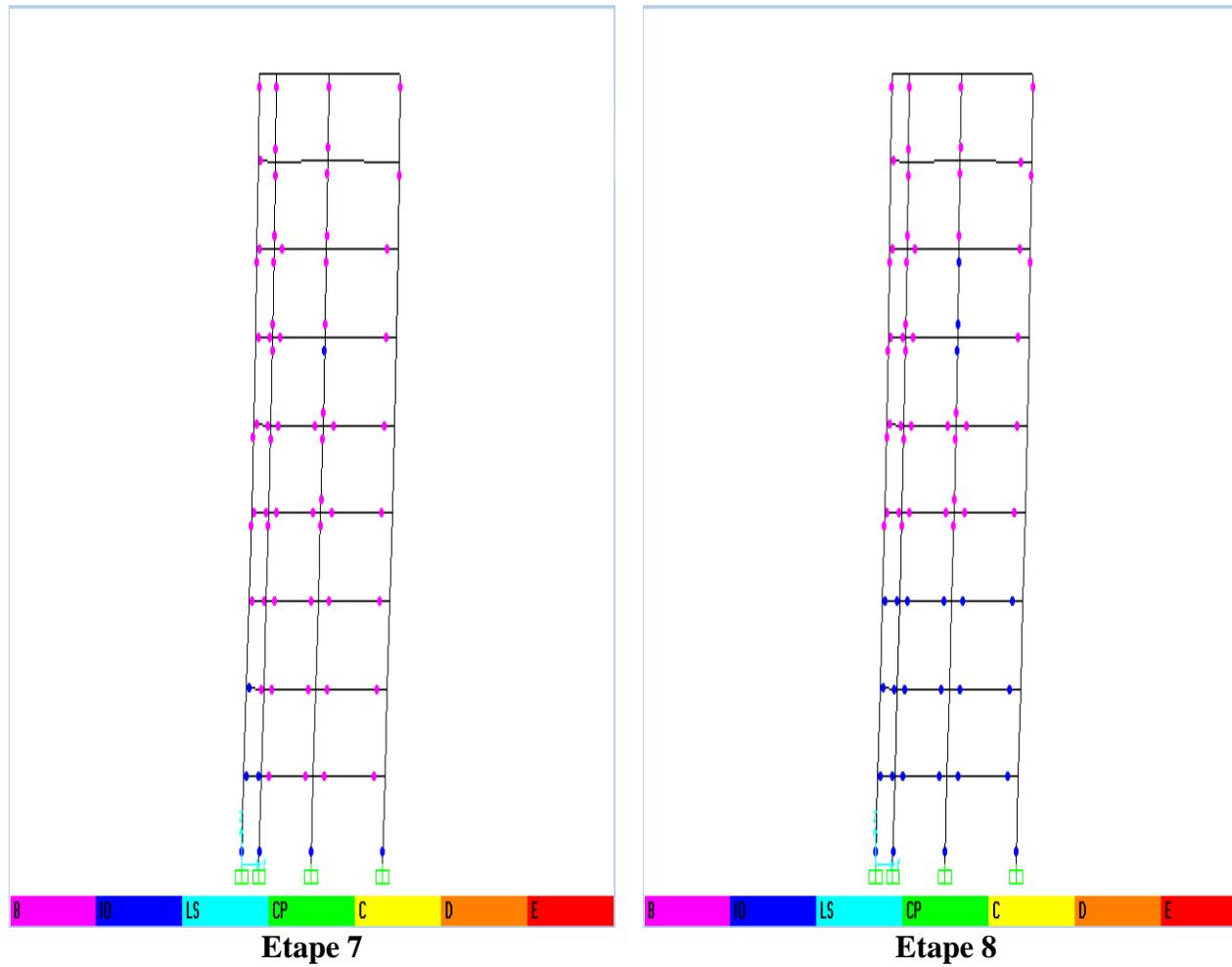


Figure IV. 4: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens YY

Les huit étapes montrent le développement d'apparition des rotules plastiques de type "B-IO" dans les différents étages, premièrement aux travées ayant pas des voiles aux extrémités des poutres, après des rotules apparaissent au pied des poteaux du RDC, et au milieu des voiles des niveaux inférieurs.

Dans la cinquième et sixième étape, les poteaux de RDC sont plus endommagés par l'apparition des rotules de type "IO-LS".

A mesure que la charge augmente, les premiers niveaux se déforment d'avantage, des rotules de type "IO-LS" apparaissent aux poutres des trois premiers niveaux ainsi qu'aux niveaux de certains poteaux du RDC et aussi à la base

IV.6 Etude comparative des résultats

Dans cette partie, on effectue une comparaison des différents résultats obtenus lors des analyses push over des six variantes, afin de déterminer la disposition optimale des voiles.

IV.6.1 Les courbes de capacités correspondant aux variantes

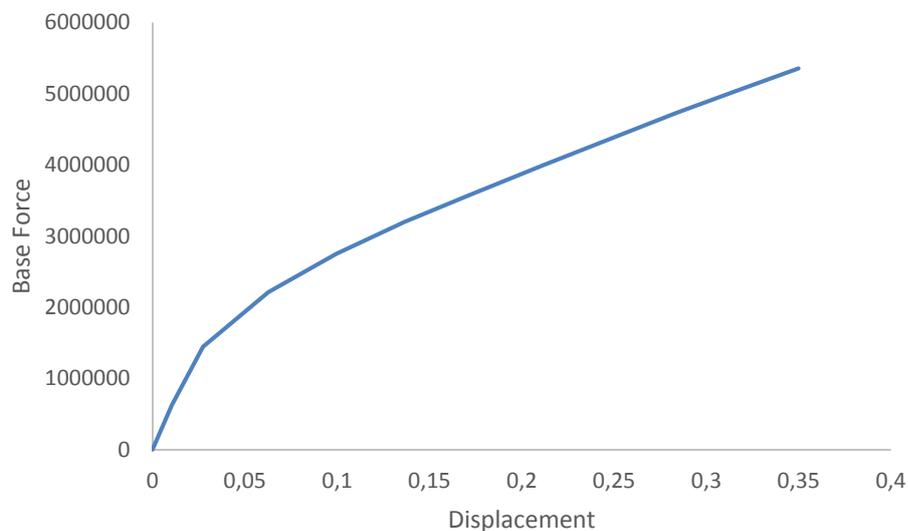


Figure IV. 5 : Courbe de capacité dans le sens YY (Var 1).

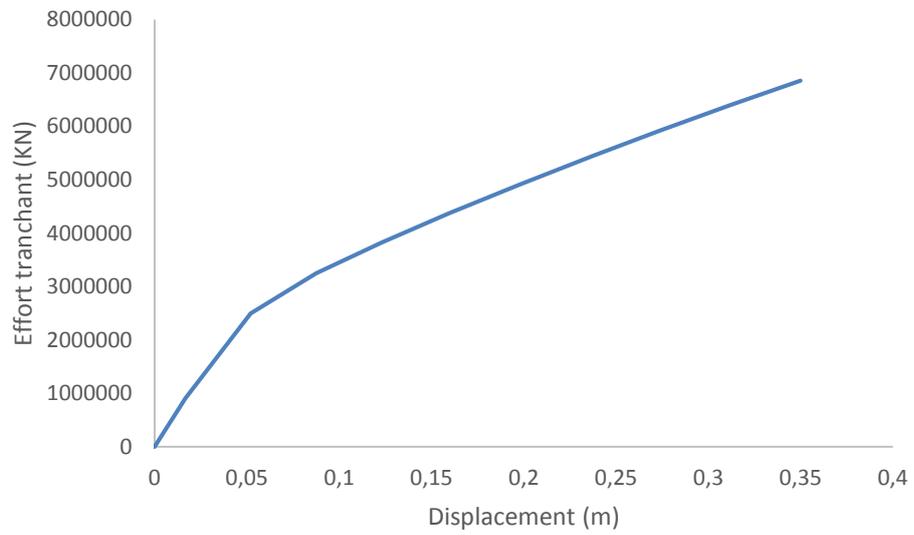


Figure IV. 6 : Courbe de capacité dans le sens YY (Var 2).

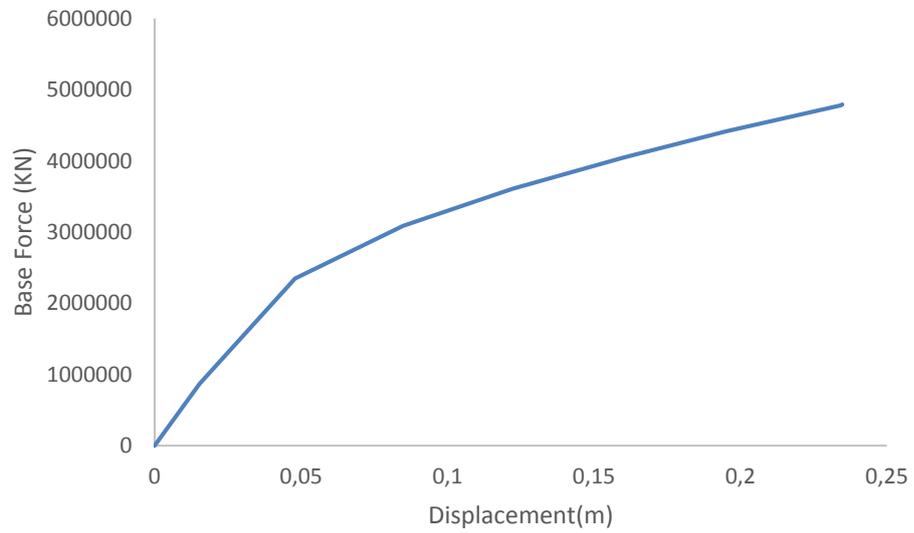


Figure IV. 7 : Courbe de capacité dans le sens YY (Var 3).

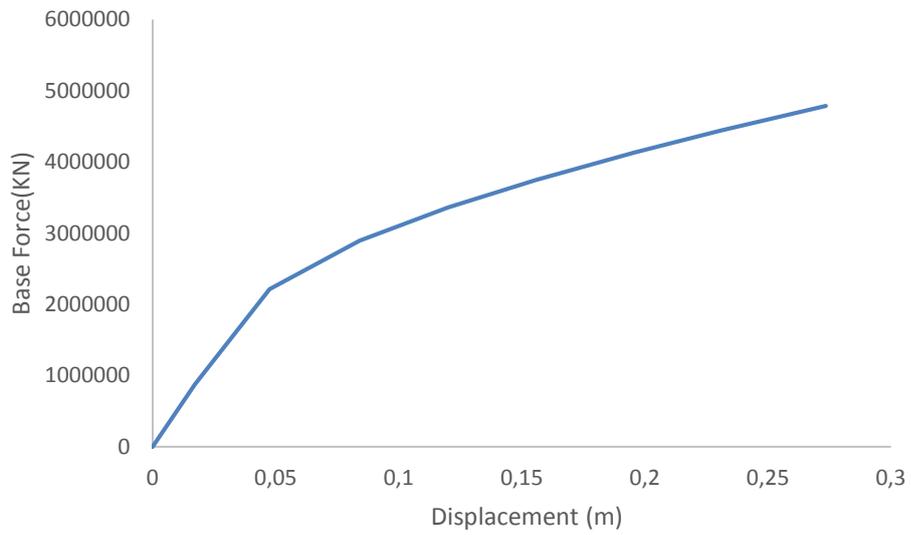


Figure IV. 8 : Courbe de capacité dans le sens YY (Var 4).

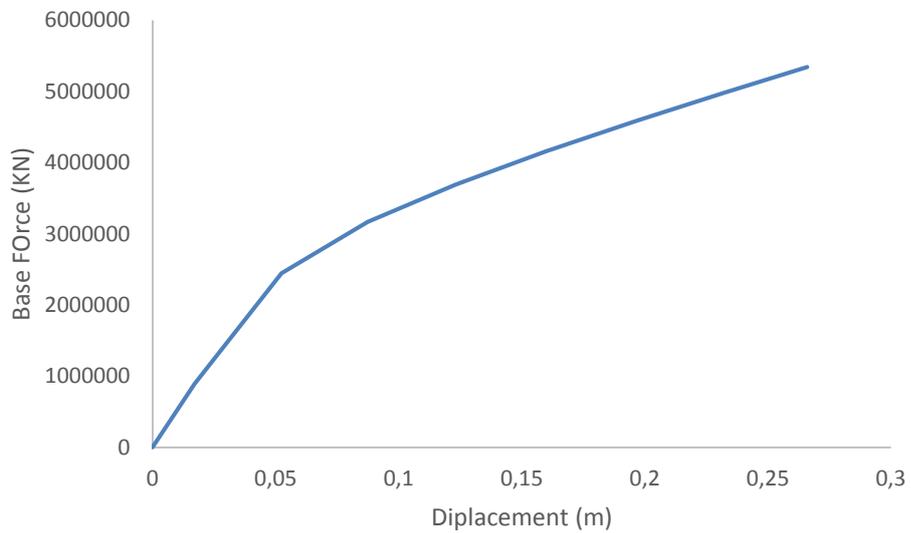


Figure IV. 9 : Courbe de capacité dans le sens YY (Var 5).

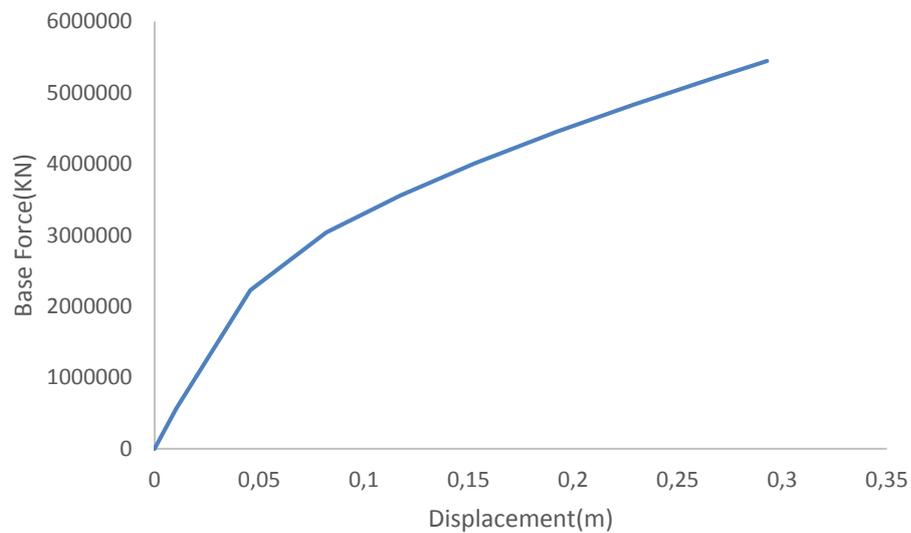


Figure IV. 10 : Courbe de capacité dans le sens YY (Var 6).

IV.6.2 Détermination des points de performances des structures

Les normes américaines FEMA prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres, donc les points de performance des variantes sont représentés dans le tableau IV. 5 :

Tableau IV. 5 : Points de performance des variantes étudiées.

Variantes	V(KN)	D (cm)
1	2565	5,73
2	2628	5,83
3	2440	5,25
4	2351	5,49
5	2518	5,58
6	2553	6,04

IV.6.3 Déplacements inter-étages maximaux aux points de performances (Δy)

Les déplacements inter-étages maximaux sont mis sous forme d'histogrammes :

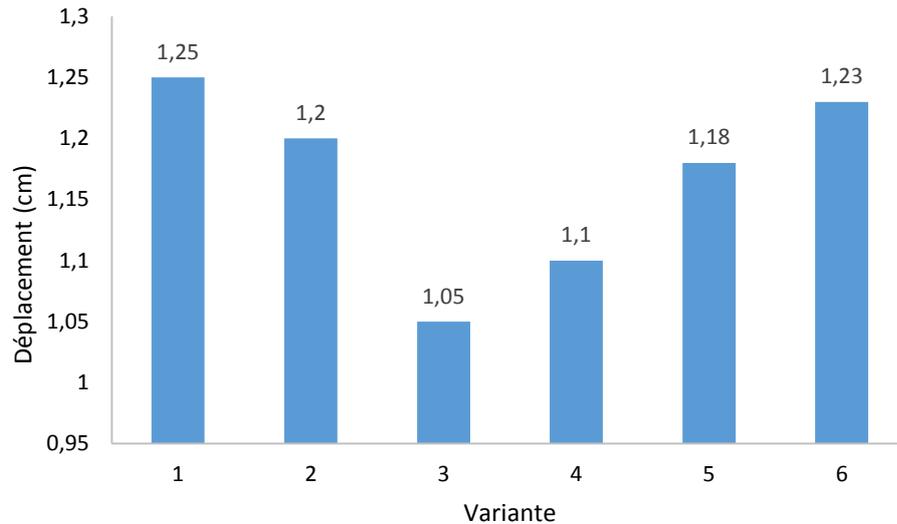


Figure IV. 11 : Déplacements relatifs aux points de performances des variantes étudiées.

➤ **Interprétation des résultats**

On constate que le déplacement relatif maximal de la variante **3** est inférieur par rapport aux déplacements relatifs des autres variantes.

Tandis que la variante 3 présente le meilleur résultat, ce paramètre ne peut être considéré comme un critère de comparaison déterminant.

IV.6.4 Demande en ductilité (μ_D)

Les résultats sont mis sous forme d'histogramme :

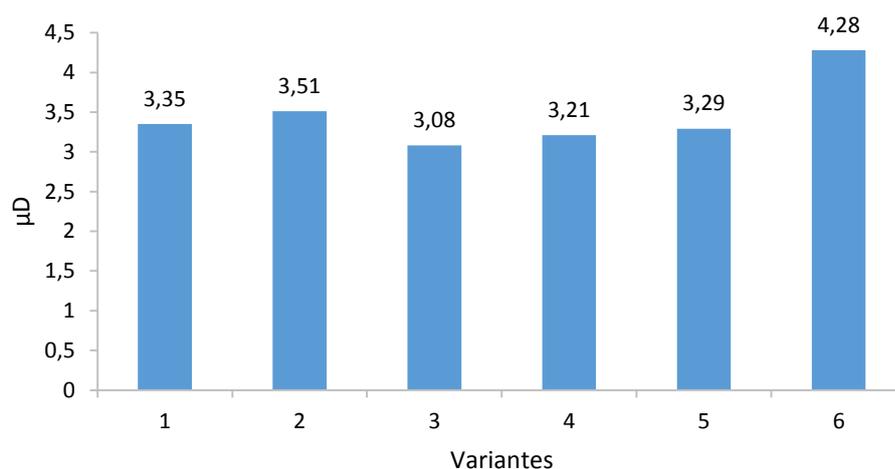


Figure IV. 12 : Demande en ductilité des variantes étudiées.

➤ **Interprétation des résultats**

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 a la plus petite demande en ductilité par rapport aux autres variantes.

Donc l'état de plastification de cette variante (3) est moins avancé que les autres variantes étudiées.

IV.6.5 Raideur initiale de la structure (K_e) :

Les figures ci-dessous montrent une comparaison entre les raideurs initiale de différentes variantes :

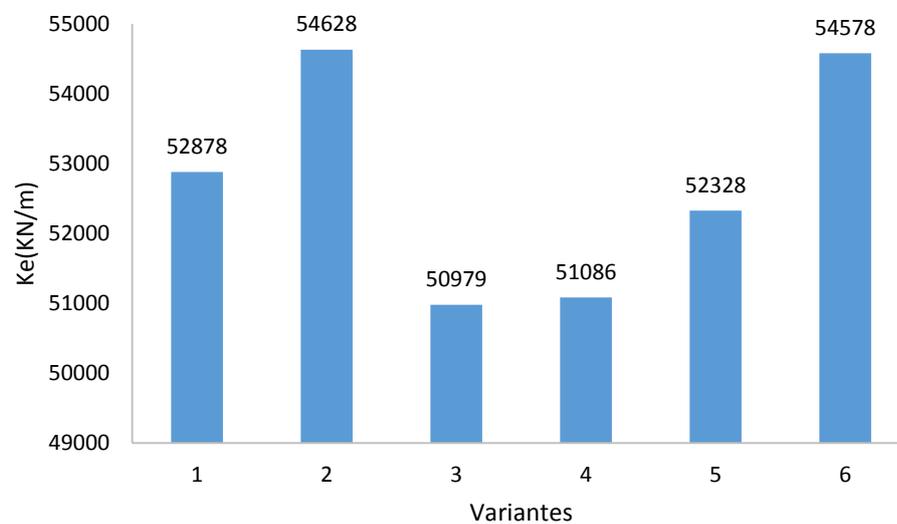


Figure IV. 13: Raideur initiale des variantes étudiées.

➤ **Interprétation des résultats**

Le comportement de la structure dans le domaine élastique est traduit par la raideur initiale K_e .

D'après la figure IV.13, on remarque que la variante 3 est la moins rigide avec une raideur initiale de 50979 kN/m.

IV.6.6 Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation globale de la structure (I_d) :

La figure IV.13 montre une comparaison entre la raideur (K_p) pour les six variantes.

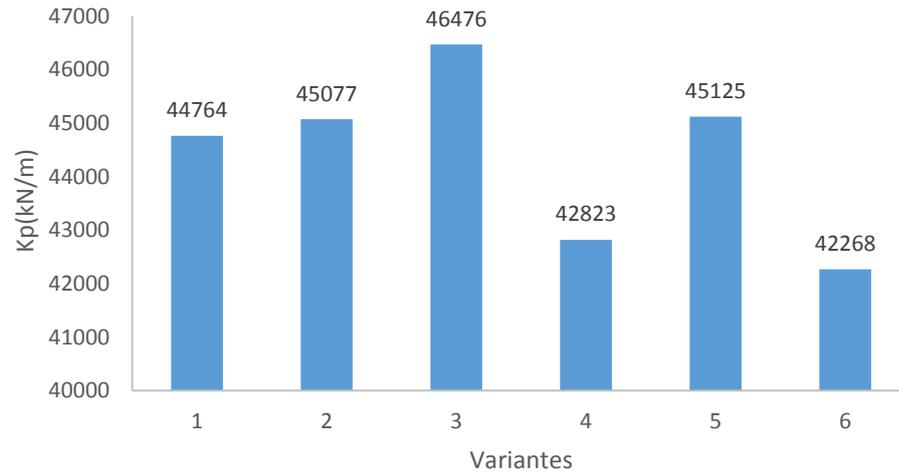


Figure IV. 14 : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante.

➤ **Interprétation des résultats**

D'après l'histogramme de la figure IV.14, au point de performance, la variante 3 présente la plus grande raideur (K_p). Cette variante se plastifie avec une perte de résistance moins importante que les autres, cela peut s'expliquer par un meilleur comportement non linéaire de la variante 3. Pour mieux constater cela, un indicateur de dégradation globale (I_d) est défini sous forme d'histogramme :

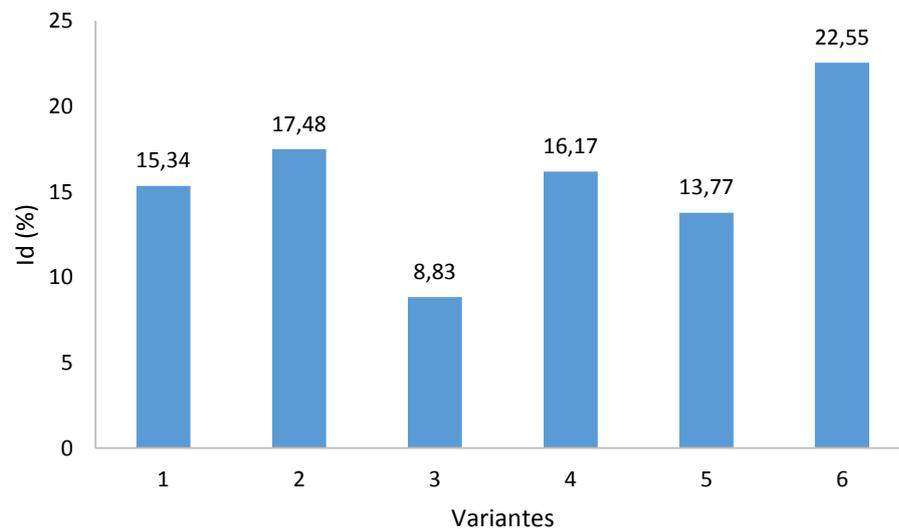


Figure IV. 15: Indicateur de dégradation globale des variantes étudiées.

➤ **Interprétation des résultats**

Les indicateurs de dégradations des variantes confirment que la variante **3** subit des pertes de résistance moins importante ($I_d = 8,83$) que les autres variantes étudiées.

IV.6.7 Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments

Lorsque le chargement de l'analyse push over provoque un effort tranchant à la base correspondant au point de performance, le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global.

L'analyse des résultats de la distribution des rotules plastiques dans les structures après chaque étape de chargement, montre que le mécanisme de ruine de chaque variante est un mécanisme plastique global, et que les sections des éléments (poutres, poteaux, voiles) ont un état de dégradation presque similaires pour toutes les variantes étudiées.

IV.7 Conclusion

Après l'analyse comparative entre les six variantes, on récapitule les résultats suivants :

- Concernant le déplacement inter étage la variante 3 présentent le meilleur résultat.
- En analysant les autres critères de comparaison, on a constaté que la variante 3 présentait la plus faible demande en ductilité, ce qui est conduit à un état de plastification moins avancé. D'autre part, la comparaison des rigidités, montre que la variante 3 n'a pas une rigidité élevée à l'état élastique, mais elle représente la plus grande raideur K_p au point de performance.

En conclusion, on peut constater à partir de cette analyse comparative que la variante 3 représente la disposition optimale des voiles, en effet, cette variante correspond à un état de plastification moins avancé que les autres variantes, ce qui est dû à un meilleur comportement non linéaire de cette variante, qui se plastifie avec une perte de résistance moins importante que les autres variantes étudiées.

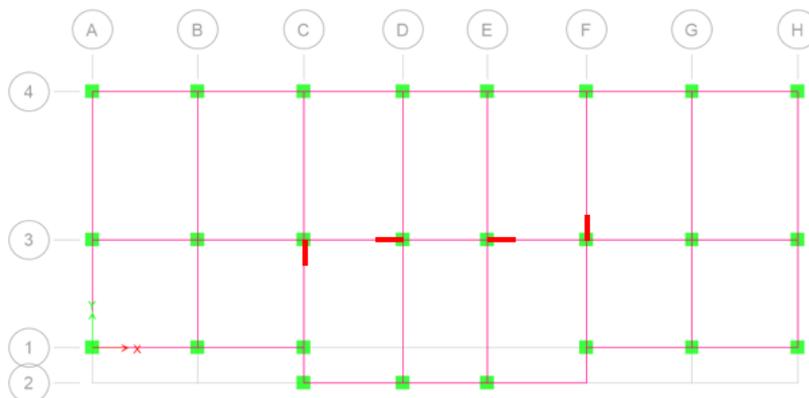


Figure IV. 16: Dispositions optimales des voiles de la structure (R+8).

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

Afin de minimiser l'endommagement des structures, suite à un séisme, il est nécessaire d'améliorer leur comportement sismique. Parmi les méthodes, on a choisi de renforcer les structures par l'ajout des voiles. Cet ajout peut poser des problèmes concernant la rigidité et la performance sismique des structures.

Le but principal du présent travail est de proposer aux concepteurs une méthode permettant de rechercher la disposition optimale des voiles, en appliquant l'analyse push over en poussé progressive sur plusieurs variantes.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application une structure à huit étages, dimensionnée selon les codes algériens BAEL 91, DTR, CBA 97 et RPA 99 version 2003.

Après la représentation des bases théoriques de la méthode selon le règlement américain FEMA 356, on est passé à la modélisation via le logiciel de calcul SAP2000, V14.

Les résultats sont représentés sous forme de courbes de capacités des différentes variantes. Ces courbes traduisent le comportement sismique de chaque variante. Les résultats obtenus permettent d'établir les conclusions suivantes :

- La variante 3 présente le plus petit déplacement inter-étage, c'est-à-dire elle a moins déformé par rapport aux autres variantes.
- Aussi, la variante 3 prend une ductilité moins que les autres, et donc elle a un état de plastification moins avancé.
- La variante 3 est la moins rigide à l'état élastique, tandis qu'au point de performance, elle présente la plus grande raideur.

D'une part, la variante 3 présente l'état de plastification le moins avancé, et d'autre part, elle se plastifie avec une perte de résistance moins importante que les autres variantes étudiées. Cela nous a permis de constater que la disposition optimale est celle correspondant à la variante 3, ce qui est dû à un meilleur comportement non linéaire de cette variante.

Un meilleur comportement non linéaire de la variante 3 peut s'expliquer par une distribution optimale des efforts sismiques et leurs pourcentages repris par les voiles.

Concernant la perspective, on propose des sujets de recherche qu'il semble intéressant pour approfondir les connaissances actuelles sur le comportement non linéaire des structures en béton armé sous action sismique.

- Application de la même analyse sur d'autres dispositions des variantes et extraire les résultats pour les deux sens X et Y, afin de définir le sens le plus vulnérable.
- L'étude de l'influence de l'irrégularité en élévation des structures en portique en béton armé sur leur comportement sous l'action sismique.
- L'étude de l'influence de la variation des hauteurs totales sur le comportement sismique des structures mixtes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BELKHEIR, M.A., *Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments*, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie, 105 p.
- [2] FEMA273, Federal Emergency Management Agency. *NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*.
- [3] ANKIKI, D., *Incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismique sur la performance sismique des bâtiments*, Mémoire de Master, Tizi-Ouzou, Algérie, 124 p.
- [4] LABIOD, Y. et CHAOUACHE, S., *Vulnérabilité sismique d'un bâtiment d'habitation en portique auto-stable par la méthode Push-Over*, Mémoire de Master, 2013, Constantine, Algérie, 107 p.
- [5] Arcelor Mittal. *Construction parasismiques en acier*. 128 p.
- [6] OURABAH A., HAMOUCHE S., SEGHIR A. ET TAHAKOURT A., *Analyse pushover d'une structure auto stable (r+8) pushover analysis of multistory structures*, 2010, Chlef, Algérie, 9 p.
- [7] ZEBDJI, S. et BEN BOUZID, M., *Analyse statique non linéaire par poussée progressive « push over » d'un bâtiment renforcé*, Projet de fin d'études, 2008, 123 p.
- [8] DROUNA, K., *Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP*, Mémoire de Magister, Constantine, Algérie, 146 p.
- [9] MEDJERAB, M., *Modélisation parasismique des structures en béton armé*, Mémoire de Master, 2012, Biskra, Algérie, 159 p.
- [10] MAHBOUB, L. et MOULESSEHOUL, S., *Etude des systèmes de contreventements des structures en béton arme par matériaux composites*, Mémoire de Master, 2013, Tlemcen, Algérie, 113 p.
- [11] EL GHOULBZOURI, A., BENAÏSSA, K., EL ALAMI, K. et EZZIANI, A. *Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 : vingt deuxième Congrès Français de Mécanique, 24 au 28 Août 2015, Lyon*.
- [12] Fema 356, Federal Emergency Management Agency. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*.
- [13] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, Ministère de l'habitat Centre national de recherche appliqué en génie parasismique.

[14] MOUGIN J.P., *Béton Armé aux Etats Limites 91* modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[15] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

[16] HAMZI, M., kahil, A., BOUKAIS, S. et HANNACHI, N.E. Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamique [En ligne] Disponible sur :

http://www.ummtto.dz/IMG/pdf/communication_10eme_congres_de_mecanique_oujda

[17] KASSOUL, A., le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé, 2014, 38 p.

Résumé

L'évaluation de la performance sismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter.

L'insuffisance des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale), et la nécessité des méthodes plus rapides pour assurer une évaluation structurale fiable des structures mixtes soumises au chargement séismique, ont poussé à prendre en compte les aspects d'un comportement au-delà du domaine élastique en utilisant des méthodes d'analyses statiques non-linéaires (analyse push over).

La méthode d'analyse statique non linéaire push over est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'objectif de notre travail est d'évaluer la performance sismique des structures mixtes (portique-voiles) par la méthode statique non-linéaire Push over. Pour cela une analyse dynamique a été effectuée par le logiciel SAP2000 sur un bâtiment R+8. A l'issue de ceci, une étude de dispositions de voiles sera considérée afin de trouver la position optimale de ces voiles. Un exemple de bâtiment sera utilisé afin de valider la méthodologie utilisée.

Mots clés : SAP2000, analyse push over, voile, performance sismique, courbe de capacité, spectre de demande, point de performance.

Abstract

The establishment of seismic performance gets more indispensable within completed issues. more further the simplified methods (spectrum response , static equivalent method) showed up their weakness about giving good results especially in case of seismic loading .so it's getting obliged to pass through a nonlinear studies such us the well know static non linear method recognized as (pushover) to have got an idea about the real structural behavior .so the mean goal of this work , is the establishment of seismic performance through the software sap2000 applying dynamic analysis for R+8 building .moreover the optimal wall's disposition would be determined.

Keywords: SAP2000, pus hover analysis, wall, seismic performance, capacity curves, demand spectrum, performance point.

ملخص

تقييم قدرة التحمل الزلزالي يصبح ضروري وأساسي أكثر مع تزايد تعقيدات المشاكل المطلوب حلها. عدم كفاءة الطرق المبسطة (طريقة المكافئ الثابت، التحليل الطيفي مشروط)، والحاجة إلى طرق أسرع لضمان تقييم هيكل موثوق للهياكل المتنوعة المعرضة للأحمال الزلزالية، دفعت للأخذ بعين الإعتبار الأداء الزلزالي والسلوك غير الخطي. باستخدام أساليب التحليل الستاتيكي غير الخطي (بوش أوفر).

طريقة البوش أوفر هي طريقة تقريبية تقوم من خلالها بتحميل البناية بحمولة جانبية متزايدة إلى حين وصول بعد مسافة معينة. الغرض من دراستنا هذه هو تقييم التحمل الزلزالي للهياكل المتنوعة (هياكل الخرسانة المسلحة) من خلال طريقة التحليل الساكن

(الستاتيكي) اللاخطي بالدفع التدريجي بواسطة البرمجة على SAP2000 على المبنى R+8.

من خلال هذه الدراسة، سنقوم باختيار الوضعية المناسبة والمتميزة لجدران الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية: التحمل الزلزالي – التحليل الساكن اللاخطي بالدفع التدريجي – جدران الخرسانة المسلحة – درجة التحمل

الزلزالي – منحنى القدرة – طيف التطبيق – نقطة التحمل