

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: Structures

Présenté par :

Mr CHEKLAT MOHAMED

Mr IHADDADENE NAZIM

THEME

*Influence des voiles en L sur le comportement des structures
en béton armé*

Devant le jury d'examen composé de :

Dr. LOUZAI Amar
Dr. HERMINE Hassiba
Dr. SEMAHI Rebiha

UMMTO
UMMTO
UMMTO

Président
Examinatrice
Promotrice

Promotion 2020/2021

Remerciements

On remercie « Allah » de nous avoir donné la force et le courage pour réaliser ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie **Mme. SEMAHI.R**, pour son encadrement, Ces conseils.*

On tient aussi à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger et de corriger ce travail.

On tient à remercier l'ensemble des enseignants de la spécialité structure qui nous ont consacré leurs temps et leurs savoir en ce qui concerne cette spécialité.

On exprime notre très grande reconnaissance à nos familles, nos proches et surtout nos amis pour leurs encouragements et leurs courages, qui nous ont soutenus pendant tout le parcours pour la réalisation de ce projet.

*Un grand remerciement à nous camarades de la section **M2 STRUCTURE** notre 2^{ème} famille avec pour les ses 2 année passer ensemble*

Pour finir, on tient à remercier toutes les personnes qui ont participé avec nous de près et de loin à la réalisation de ce modeste travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

À toute ma famille qui m'ont soutenu tout le long de ma vie.

À mes parents qui ont tout fait pour que je puisse finir mes études.

*À mes sœurs surtout ma sœur **Souad** qui c'est beaucoup occupé de moi
tout le long de ma vie.*

*A mon binôme **Nazim** pour cette belle expérience.*

*A mes camarades de la promotion **M2 STRUCTURE**, ma 2^{ème} famille
pour tous les bons moments passer ensemble pendant ses deux années.*

*A ma camarade **Samia** qui m'a beaucoup aider pendant mon cycle de
Master.*

*A mes Amis **Brahim** et **Sofiane** Pour leurs soutiens pendant la
réalisation de ce projet.*

*A l'ensemble des membres de l'association **IFLISSEN N'MELLI** de
Tadmait surtout mon ami **Mourad**.*

*A tous mes ami-e-s, merci pour les bons moments que nous avons
partagé ensemble, je vous aime toutes et tous.*

*A tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin a réalisation de ce
modeste travail.*

Mohammed

DEDICACE

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

*Plus particulièrement à ma chère mère, je ne peux pas décrire avec des mots ce qu'elle représente pour moi. Merci d'avoir toujours été là
pour moi*

*A mon père, lui qui m'a toujours soutenu tous au long de ma vie, il est
et resteras mon exemple*

*A ma chère sœur KENZA et son mari FAROUK et ma petite sœur
MELISSA pour leur encouragement et leur soutien permanent*

A toute la famille IHADDADENE et MEZIANI qui sont chère à moi

A mon binôme MOHAMMED pour cette belle expérience

*A mes camarades de la promotion M2 STRUCTURE, spatialement
SAMIA, NABILA, CAMILIA, NASSRO, SAID, LYDIA, MELISSA,
MOHEND, HASSIBA, THILELLI*

*A mes meilleur ami-e-s, merci pour les très bons moments que nous
avons partagé ensemble, je vous aime toutes et tous*

A tous ceux qui m'ont soutenu et qui me soutienne encore

NAZIM

RESUME :

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes.

La méthode "Push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

La plupart des travaux concernant cette méthode ont été menées sur des structures en portiques. Dans notre étude, nous avons introduit des voiles qui sont devenus obligatoires en zone sismique.

Pour atteindre l'objectif qui lui est assigné, se travaille d'analyse de l'influence des voiles porteur en L sur le comportement structurel, sous effet sismique devait être basé sur deux type d'analyse :

- **Une analyse linéaire** (RPA, logiciel ETABS 2018) de la structure en portique contreventé par voile avec déférente variante (poteau voile, voile en L,.....)
- **Une analyse non-linéaire** (Poshever, logiciel ETABS 2018), en utilisant les variante présidente

Une interprétation des résultats de l'étude comparative menée sous trois variante, sans changement de zone sismique, nous permettras finalement de mettre en valeur l'influence des voiles en L et voile de contreventement sur la nature de son comportement sismique

MOTS-CLÉS : voile de contreventement, RPA99/2003, PUSHOVER, Point de performance, Rotule élastique, Domaine d'endommagement, Dimensionnement, La METHODE ASCE 41-13 NSP, Déplacement inter-étage.

ABSTRACT :

Nonlinear analysis has become necessary for earthquake-prone structures.

the "Push-over" method is a new simple and practical method for drawing the capacity curve which is compared to the seismic demand curve to evaluate the performance point of the structure. This forms the basis of seismic design known as "design in performance".

Most of the work concerning this method has been adapted to portal structures. In our study, we introduced sails which have become mandatory in seismic zones.

To achieve the objective assigned to it, the analysis of the influence of the L-bearing sails on the structural behavior, under seismic effect, should be based on two types of analysis:

- **A linear analysis** (RPA, ETABS 2018 software) of the frame structure braced by a sail with a different variant (sail pole, L-sail, etc.)

- **A non-linear analysis** (Poshever, ETABS 2018 software), using the president variant

An interpretation of the results of the comparative study carried out under three variants, without change of seismic zone, will finally allow us to highlight the influence of the L-shaped sails and bracing sail on the nature of its seismic behavior.

KEYWORDS: bracing wall, RPA99/2003, PUSHOVER, Performance point, Elastic hinge, Damage domain, Sizing, The ASCE 41-13 NSP METHOD, Interstorey displacement.

SOMMAIRE

Introduction général

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.	Introduction	1
I.2.	Historique des séismes en Algérie.....	1
I.3.	Classification des zones sismique selon RPA Version 2003	2
I.4.	Contreventement.....	4
I.4.1.	Définition.....	4
I.4.2.	Choix du contreventement.....	4
I.4.3.	Classification des systèmes de contreventement selon le RPA2003	5
I.5.	Contreventement en bâtiments	8
I.5.1.	Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique	8
I.5.2.	Comportement des voiles sous chargement sismique	9
I.6.	Conclusion.....	10

CHAPITRE II : MÉTHODE D'ANALYSE DES STRECTURE

II.1.	Introduction	11
II.2.	Méthodes d'analyse linières	11
II.2.1.	Méthode statique équivalente	11
II.2.2.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	12
II.2.3.	Méthode spectrale modale	12
II.2.4.	Méthode d'analyse temporelle élastique	13
II.3.	Méthodes d'analyses non-linéaires et inélastique non-linéaires.....	13
II.3.1.	Méthode d'analyse dynamique non-linéaire.....	16
II.3.2.	Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER)	14
II.4.	PUSH-OVER.....	15
II.4.1.	Introduction	15
II.4.2.	Choix de la méthode Push-over.....	15
II.4.3.	Origine de l'analyse Push-over.....	16
II.4.4.	Présentation de la méthode (Push-over)	16
II.4.5.	Buts d'une Analyse Push-over	17
II.4.6.	Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover)	17
II.4.7.	Utilisation des résultats de Push-over.....	18
II.4.8.	Principes théoriques du calcul Push-over	20

SOMMAIRE

II.4.9.	Courbe de capacité	21
II.4.10.	Point de performance.....	22
II.5.	CONCLUSION	24
CHAPITRE III : PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET		
III.1	Introduction	25
III.2	Description de la structure.....	25
III.2.1	Dimensions de l'ouvrage (vue en plan et en élévation).....	25
III.3	Caractéristique des Matériaux utilisé.....	27
III.4	Règlements et Unités.....	27
III.5	Dimension des éléments	28
III.6	Charge et surcharge	28
III.7	MODELISATION.....	29
	Introduction	29
III.7.1	Présentation de logiciel de calcul ETABS.....	29
III.7.2	Etape de modélisation.....	29
III.8	Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien	34
III.8.1	Vérification de la période empirique T.....	34
III.8.2	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	35
III.8.3	Vérification de l'excentricité	36
III.8.4	Vérification des déplacements relatifs.....	37
III.8.5	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	38
III.8.6	Justification vis-à-vis de contreventement.....	39
III.8.7	Vérification de l'effort tranchant à la base	43
III.8.8	Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)	46
III.9	Ferraillages des éléments structurant.....	46
III.10	Conclusion.....	49
CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINIERE POSH OVER		
IV.1.	Introduction	48
IV.2.	Introduction du ferraillage des éléments.....	48
IV.2.1.	Ferraillage des poteaux.....	48
IV.2.2.	Ferraillage des poutres.....	49
IV.2.3.	Ferraillage des voiles	49
IV.3.	Définition du chargement non linéaire de l'analyse push over	51
IV.3.1.	Définition de l'analyse sous charges gravitaires (Push Gravitaire).....	52

SOMMAIRE

IV.3.2.	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales (Push XX -YY)	52
IV.4.	Définition du comportement non linéaire des éléments	53
IV.4.1.	Introduction des différents types de rotules	53
IV.5.	Résultats de l'Analyse	54
IV.5.1.	Analyse non linéaire Push over appliqué à la 1 ^{er} Variante : Système Interaction Poteaux voile	56
IV.5.2.	Analyse non linéaire Push over appliqué à la 2 ^{ème} Variante : Voiles en L Sans poteaux aux Extrémités	58
IV.5.3.	Analyse non linéaire Troisième Variante : Voile en L seulement sans voiles horizontales.....	61
IV.6	Récapitulation et interprétation des résultats	63
IV.6.1.	Point de performance.....	63
IV.6.2.	Raideurs élastique K_e	64
IV.6.3.	Déplacement inter-étages.....	65
IV.7.	Mécanisme de ruines	66
IV.8.	Conclusion.....	68

CONCLUSIOIN GENERAL

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1 : Séismes majeurs qui ont frappé le territoire algérien de 1900 à 2003	1
Figure I. 2 : Zones sismique Algériennes.....	1
Figure I. 3 : Type de mouvement affectent le bâtiment.....	2
Figure I. 4 Oscillations verticales.....	2
Figure I. 5 Oscillations horizontales des constructions.....	4
Figure I. 6 : Contreventement Par Murs Porteurs.....	6
Figure I. 7 : Contreventement Par Noyau.....	7
Figure I. 8 : Contreventement Mix (Portique + Voile).....	7

CHAPITRE II : DIFFERENTE METHODE D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME

Figure. II. 1 : Principe de la méthode statique équivalente	11
Figure. II. 2 : Principe de la méthode modale spectrale.....	13
Figure. II. 3 : courbe de capacité d'une structure.....	14
Figure. II. 4: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.....	18
Figure. II. 5 : Calcul Push-over et courbe de capacité.....	21
Figure. II. 6 : Niveaux de performance structurale.....	22
Figure. II. 7 : Courbe globale de capacité "Push-over".....	22
Figure. II. 8 : Point de performance selon Euro-Code 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité.....	23
Figure. II. 9 : Point de performance – principe de réduction du spectre.....	24

CHAPITRE III : PRESENTATION ET MODELISATION DU PROJET

Figure III. 1 Vue en plan.....	25
Figure III. 2 Façade principale.....	26

LISTES DES FIGURES

Figure III. 3 Coupe A-A.....	26
Figure III. 4 : Modélisation de la structure en 2D.....	32
Figure III. 5 Modélisation de la structure en 3D.....	33
Figure III. 6 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	34
Figure III. 7 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex.....	38
Figure III. 8 Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens EX.....	38
Figure III. 9 Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.....	39
Figure III. 10 Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens EY.....	39
Figure III. 11 Charges vertical reprises par la structure.....	40
Figure III. 12 Charges vertical reprises par le voile.....	40
Figure III. 13 L'effort tranchant (ETABS).....	43
Figure III. 14 Section de Poteaux.....	45
Figure III. 15 Ferrailages des Poutre.....	45
Figure III. 16 : Voiles de 2.5 m.....	46
Figure III. 17 : Voiles de 1.2 m.....	46
Figure III. 18 : Voiles de 1.00 m.....	47

CHAPITRE IV : ANALYSE NON-LINEAIRE POSHOVER

Figure IV. 1 : introduction de ferrailage pour les poteaux.....	48
Figure IV. 2 : Introduction ferrailage pour les poutres.....	49
Figure IV. 3 : Définitions des Paramètres du ferrailage.....	49
Figure IV. 4 : Ferrailage des voiles.....	50
Figure IV. 5 : Vérification du Ferrailage.....	50
Figure IV. 6 : Aperçu de la section de ferrailage du voile continue.....	51
Figure IV. 7: Section de ferrailages du voile en L.....	51
Figure IV. 8 : Définition de la Charge gravitaire.....	52

LISTES DES FIGURES

Figure IV. 9: Définition des charges horizontales.....	52
Figure IV. 10: Rotules pour poteaux.....	53
Figure IV. 11 Rotules Pour Poutre	53
Figure IV. 12: Rotules pour Voiles.....	54
Figure IV. 13 : Spectre élastique amortie a 5%	55
Figure IV. 14 Vue en Plan de la 1er Variante.....	56
Figure IV. 15 : Courbe de capacité V1 XX.....	56
Figure IV. 16 : courbe de capacité Variante 1 Sens XX.....	57
Figure IV. 17 Vue en plan de la 2ème Variante.....	58
Figure IV. 18: Courbe de capacité Variante 2 sens XX.....	59
Figure IV. 19 : Courbe de capacité Variante 2 sens XX.....	60
Figure IV. 20 Vue en plan de la 3ème variante	61
Figure IV. 21 : Courbe de capacité Variante 3 sens XX.....	61
Figure IV. 22 : Courbe de capacité Variante 3 sens YY.....	62
Figure IV. 23 : Déplacement élastique des trois variantes selon les deux sens	63
Figure IV. 24 : Raideur initial des trois systèmes de contreventement.....	64
Figure IV. 25 : Déplacement inter-étage au domaine plastique des Trois variantes.....	65
Figure IV. 26 : Début de formation des Rotules au sens XX.....	66
Figure IV. 27 : Progression des rotules au sens XX au point de performance.....	67
Figure IV. 28 : Début de formation des Rotules au sens.....	67
Figure IV. 29 : Progression des rotules au sens XX au point de performance.....	68

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUES :

Tableau I. 1 : Séismes majeurs qui ont frappé le territoire algérien de 1900 à 2003 [2].....	2
Tableau I. 2 : Classification des zones sismique en Algérie [RPA.2003]	2

CHAPITRE III : PRESENTATION ET MODELISATION DU PROJET :

Tableau. III. 1 : Caractéristique de béton.....	27
Tableau. III. 2 : Caractéristique de l'acier.....	27
Tableau. III. 3 : Tableau des modes et de la masse participante.....	35
Tableau. III. 4 : Vérification de l'excentricité.....	36
Tableau. III. 5 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x	36
Tableau. III. 6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	37
Tableau. III. 7 Résultat effort horizontaux sens EX.....	39
Tableau. III. 8 Résultat effort horizontaux sens EY.....	40
Tableau. III. 9 Résultat effort vertical	41
Tableau. III. 10 : Paramètre de la structure	42
Tableau. III. 11 Facteur de qualité Q.....3.....	42
Tableau. III. 12 : Récapitulation du résultat de l'effort tranchant	43
Tableau. III. 13 L'effort normal réduit dans les poteaux.....	44
Tableau. III. 14 Ferrailages des poteaux.....	44
Tableau. III. 15 : Ferrailages des Poutres	45
Tableau. III. 16 : Ferrailages des voiles	46

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La région du nord algérien est connue pour une importante activité sismique qui est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent les images des désordres après chaque tremblement de terre majeur nous incitent à prendre conscience des dommages qu'il engendre dans les constructions est surtout les vies humaines.

Depuis plusieurs années, la nouvelle génération des codes et règlements parasismiques que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires (Dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maîtriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Les codes de calcul parasismiques (RPA99/2003), valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation de structures existantes et de la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment composé d'un (R+5), dont le système de contreventement mixte. Notre étude sera basée sur l'application de la méthode statique non linéaire pour bien comprendre le comportement de la structure dans le domaine non linéaire et bien déterminer les zones critiques qui sont fragiles et susceptibles de subir des dommages par la détermination de l'indice de dommages de cette structure.

INTRODUCTION GENERALE

Structure du mémoire :

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitre

Commençant par une introduction générale

-**CHAPITRE 1** : Est consacré à la recherche bibliographique

-**CHAPITRE 2** : Différentes méthodes d'analyse d'une structure en béton armée

-**CHAPITRE 3** : Présentation Et Modalisation Du Projet

-**CHAPITRE 4** : Analyse non linéaire Push over

Enfin une conclusion générale

CHAPITRE I :

ETUDE

BILBIOGHRAPHIQUE

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Le séisme ou tremblement de terre constitue un phénomène géologique qui peut terroriser la population vivante dans certaines zones à risque sismiques à n'importe quel moment, c'est le risque naturel majeur le plus meurtrier qui cause le plus de dégâts que ce soit en termes de coût économique qu'en terme de vies humaines.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'histoire de la sismicité en Algérie, ainsi que le comportement et le système de contreventement des structures en béton armé.

I.2. Historique des séismes en Algérie

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active.

Le catalogue de sismicité historique ne couvre qu'une infime partie de l'histoire de la sismicité de cette région.

Du point de vue de l'histoire, l'activité sismique en Algérie est connue depuis le 03 janvier 1365, la date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger (Al Suyuti, 1505, Ambraseys, 1988). Antérieurement à cette date, la sismicité n'est pas connue faute de disponibilité de documentation ou d'étude sur les archives relatives aux époques médiévales et antiques de notre pays. Depuis 1365, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux, certains étaient violents et meurtriers. Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché l'Algérie jusqu'au séisme de Boumerdes le 21 mai 2003. [1] Voir : **Figure I.1 et Tableaux I.1**



Figure I. 1 : Séismes majeurs qui ont frappé le territoire algérien de 1900 à 2003 [1]

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I. 1 : Séismes majeurs qui ont frappé le territoire algérien de 1900 à 2003 [2]

Lieu	date	M	Victimes	Lieu	date	M	Victimes
Alger	03.01.1365		Plusieurs	Orléans ville	09.09.1954	6.5	1243
Mitidja	03.02.1716		20000	El Asnam	10.10.1980	7.3	2633
Oran	09.10.1790	7.5	2000	Constantine	27.10.1985	5.9	10
Mascara	--. 03.1819	7.5		Tipasa	29.10.1989	6	22
Blida	02.03.1825		7000	Mascara	18.08.1994	5.7	175
Djидjel	22.05.1856			Alger	04.09.1996	5.7	
Aures	16.11.1869		30	Temouchent	22.12.1999	5.7	25
Kalaa	29.11.1887	6.5-7.5		Béni Ouartilane	10.11.2000	5.4	4
Gouraya	15.01.1891		38	Boumerdes	21.05.2003	6.8	2300

I.3. Classification des zones sismique selon RPA 99/ Version 2003

D'après le Règlement Parasismique Algérien, l'Algérie est divisée en cinq (05) zones sismiques dont le degré de sismicité est croissant. (Tableau I.2)

Tableau I. 2 : Classification des zones sismique en Algérie [RPA.2003]

Zone sismique	Degré de la sismicité	Exemple de ville
Zone 0	Sismicité négligeable	Tindouf
Zone I	Sismicité faible	Batna
Zone IIa et zone IIb	Sismicité moyenne	Alger, Boumerdes
Zone III	Sismicité élevé	Chef



Figure I. 2 : Zones sismiques Algériennes [4]

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des forces et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des éléments de la construction en fonction des matériaux utilisés [5]

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un va et vient rapide dans toutes les directions du plan horizontal, ainsi que dans le sens vertical, mais dans une mesure généralement moindre. Les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations. Le mouvement d'une structure de génie civil, et en particulier d'un bâtiment, peut se décomposer en 4 cas différents [6] :

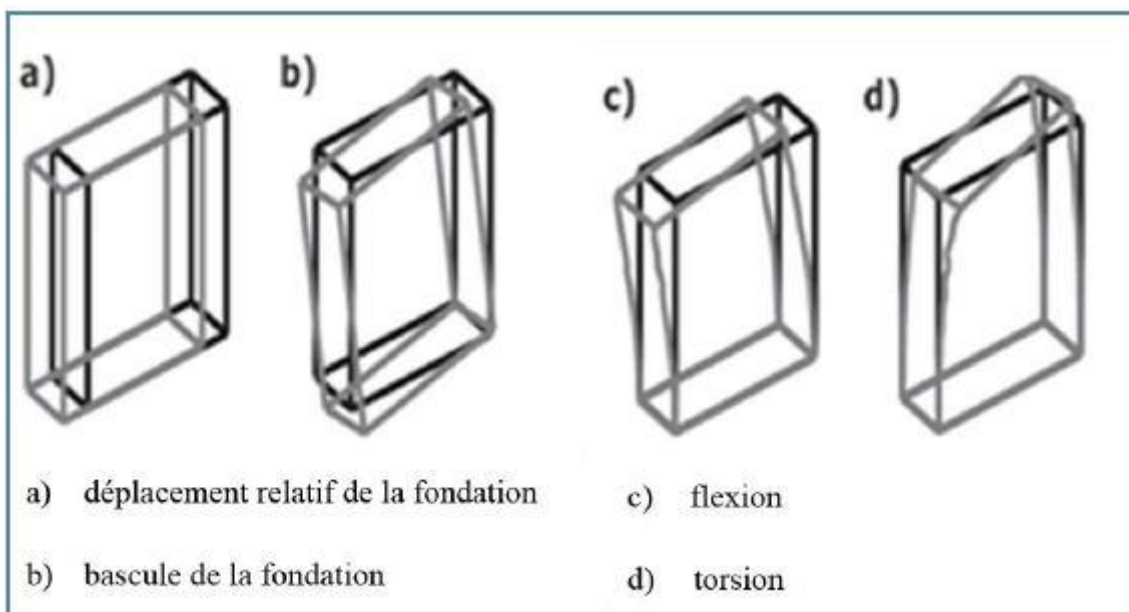


Figure I. 3 : Type de mouvement affectent le bâtiment. [14]

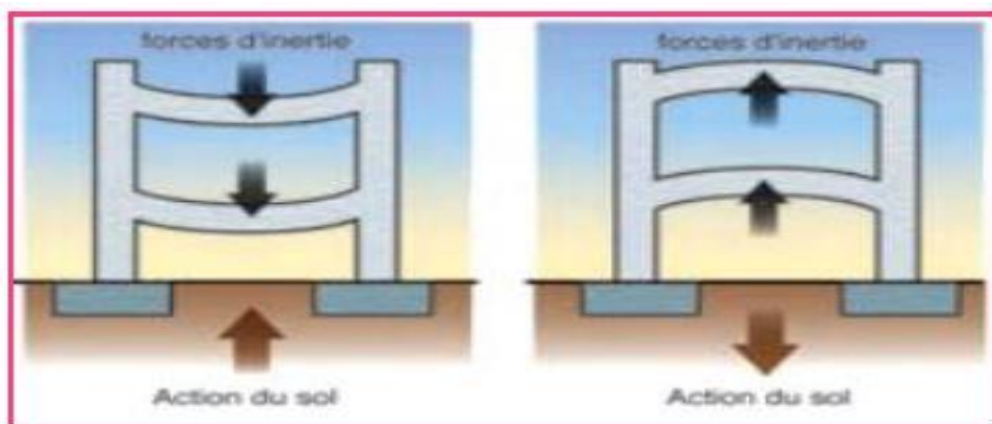


Figure I. 4 Oscillations verticales. [7]

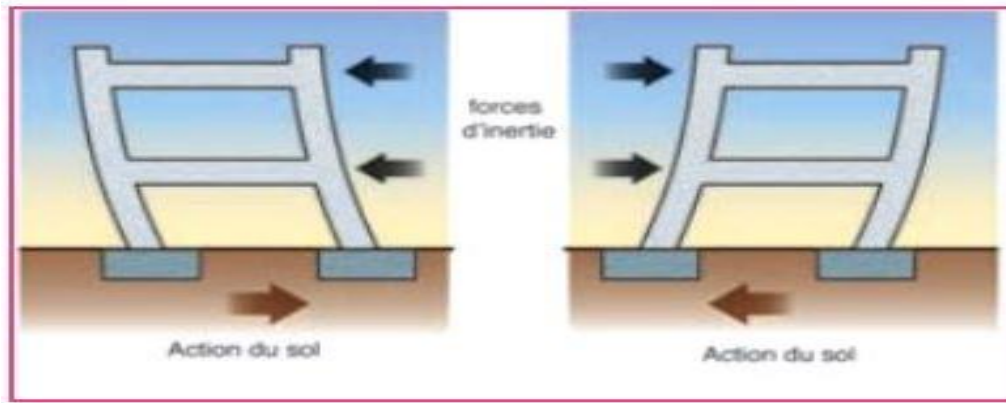


Figure I. 5 Oscillations horizontales des constructions. [7]

I.4. Contreventement

I.4.1. Définition

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier. [8]

I.4.2. Choix du contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité. Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie. Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

A) Leur nombre

Au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.

B) Leur disposition

Elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.

C) Leur distribution verticale

Être régulière les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion. [8]

I.4.3. Classification des systèmes de contreventement selon le RPA2003 :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calculs, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur

numérique du coefficient de comportement R , La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. [RPA. 2003]

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes :

I.4.3.1. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des Portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le Déplacement des portiques).

Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m

En zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III. [RPA. 2003]

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.4.3.2. Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs

En maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors

Crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les

Séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième

Paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une

Épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que

Possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une

Dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique

Auto-stable).

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m. en zone I et

II et 2 niveaux ou 8m en zone III. [RPA. 2003]

I.4.3.3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier

Cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On

Considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. [RPA. 2003]

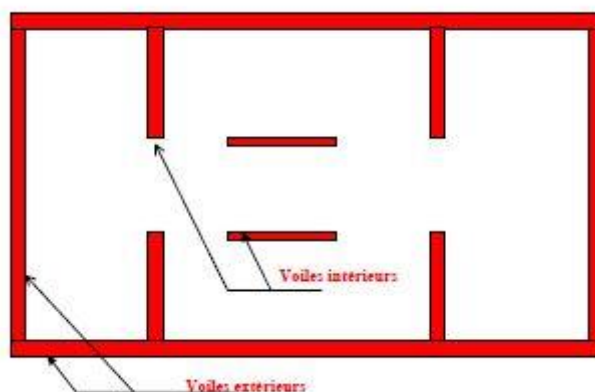


Figure I. 6 : Contreventement Par Murs Porteurs [9]

I.4.3.4. Structure à ossature en béton armé contreventée par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé Qui reprend la totalité de l'effort horizontal. [RPA. 2003]

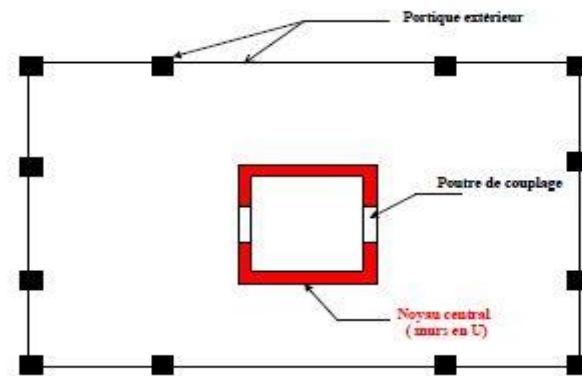


Figure I. 7 : Contreventement Par Noyau [9]

I.4.3.5. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Avec justification d'interaction portiques –voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux Charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs Interactions à tous les niveaux, Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. [RPA. 2003]

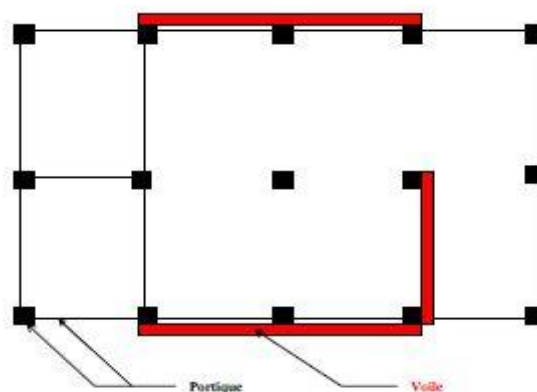


Figure I. 8 : Contreventement Mix (Portique + Voile). [9]

I.4.3.6. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et La totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de L'effort horizontal global Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum. [RPA. 2003]

I.5. Contreventement des bâtiments

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages, Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories [8]

I.5.1. Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique

L'ossature (poteaux-poutres) c'est le type commun de construction, et l'élément de base Pour résister aux charges sismiques, sera endommagée suite au chargement latéral développée dans les éléments structuraux et aux effets de leur interaction avec le remplissage. Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation de rotules plastiques par flexion dans les poutres et rarement par formation de rotules plastiques en cisaillement dans l'âme des poteaux ou par combinaison de mécanismes de dissipation d'énergie [FEMA 350, 2000]

En raison de leur souplesse inhérente, lorsque ces structures seront soumises à des mouvements sismiques importants, ces dernières peuvent développer d'importants déplacements relatifs d'étages. D'autres types de dommages sont liés au développement des efforts de cisaillement dans les panneaux d'âme des poteaux, soumis à subir de grandes

déformations localisées dans les ailes des poteaux résultant d'importants déplacements relatifs d'étages. Ce type de dommages a été observé à la suite de plusieurs événements sismiques importants [10]

I.5.2. Comportement des voiles sous chargement sismique

Les voiles sont conçus pour résister aux charges horizontales (sismiques). La rigidité de la structure est augmentée de façon significative, les effets P- sont réduits et par conséquent les dommages des éléments structurels sont réduits. Les voiles sont classés selon le rapport H/L (hauteur/largeur) en deux catégories, à savoir : les voiles élancés si $H/L > 2$ et les voiles courts si $H/L < 2$ [11]

L'utilisation des voiles en béton armé dans les structures est l'un des moyens de contreventement le plus fréquent du fait que ces éléments présentent un comportement très satisfaisant vis-à-vis les charges latérales [12]

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. [13]

Par rapport à d'autres éléments structuraux, l'utilisation des murs voiles entre autre,

- Augmente la rigidité de l'ouvrage.
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité.
- Réduit considérablement les dommages sismiques des éléments non-porteurs.
- Le comportement des structures mixtes est plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiments

Les structures mixtes possèdent un excellent comportement sous l'action sismique lorsque les voiles sont répartis symétriquement dans les deux directions principales. Ils peuvent former un ou plusieurs noyaux rigides ou être placés en façade, ce qui est plus efficace, plus particulièrement lorsqu'ils sont situés dans les angles Les structures mixtes possèdent deux

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

lignes de défense. Lors d'un séisme, dans un premier temps, les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leur rigidité diminue et une plus grande part des charges se reporte sur les portiques, dont la ductilité devrait prévenir la rupture.

En outre, les déformations des voiles sont minimales en pied de la structure, où celles des portiques sont maximales. Au sommet de l'ouvrage, c'est le contraire L'interaction des voiles et des portiques est donc très favorable, à condition toutefois que les assemblages poutres-voiles soient ductiles et acceptent donc une déformation significative avant la rupture [7]

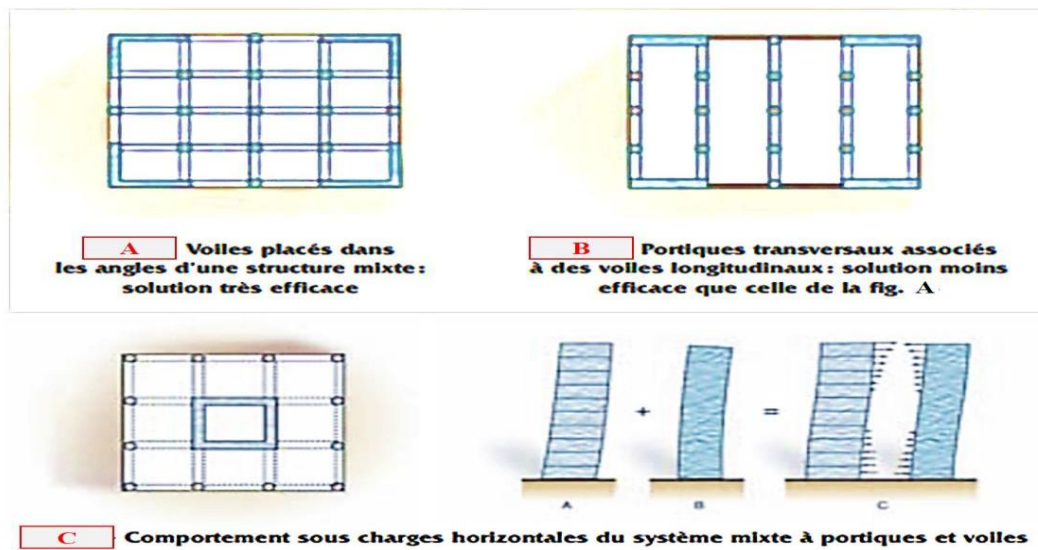


Figure I. 9 : Comportement des voiles [8]

I.6. Conclusion

Les voiles en béton armé sont de plus en plus souvent utilisés lors de la conception des structures en zones à forte sismicité, du fait qu'en plus de leur capacité à supporter les charges verticales, ils sont encore plus efficaces pour résister aux charges latérales induites par les séismes.

Une construction parasismique c'est avant tout une construction qui vous sauve la vie en limitant la casse. De nombreuses techniques sont en développement autour notamment des matériaux et des types de construction pour permettre de limiter davantage les dégâts causés et de se rapprocher du bâtiment parasismique parfait, le règlement parasismique algérien nous permet de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes.

CHAPITRE II :

DIFFERENTE METHODE

D'ANALYSE D'UNE

STRUCTURE EN BETON

ARMEE

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉE

II.1. Introduction

Pour l'évaluation des performances sismiques, une analyse structurale du modèle mathématique de la structure est nécessaire pour déterminer la force et les déplacements demandés dans les différents étages de la structure. Plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastique et inélastique, sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures.

II.2. Méthodes d'analyse linéaires

II.2.1. Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification [11]

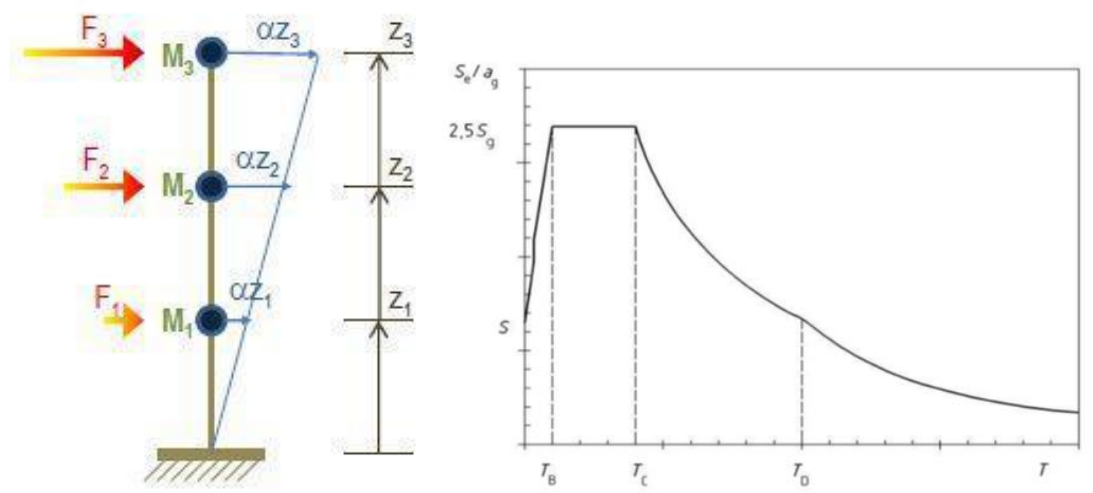


Figure. II. 1 : Principe de la méthode statique équivalente. [11]

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

II.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- Une hauteur au plus égale à 65m en Zones I et II-a ; II-b et à 30m en zones III,
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en la première condition, les conditions Complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a ; II-b : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

II.2.3. Méthode spectrale modale

C'est l'une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) à un système composé de plusieurs systèmes un seul degré de liberté (SSDDL). Ensuite, les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. [14]

II.2.3.1. Les caractéristiques de la méthode spectrale modale

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

II.2.3.2. Les étapes de la méthode spectrale modale

- Établissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique Réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

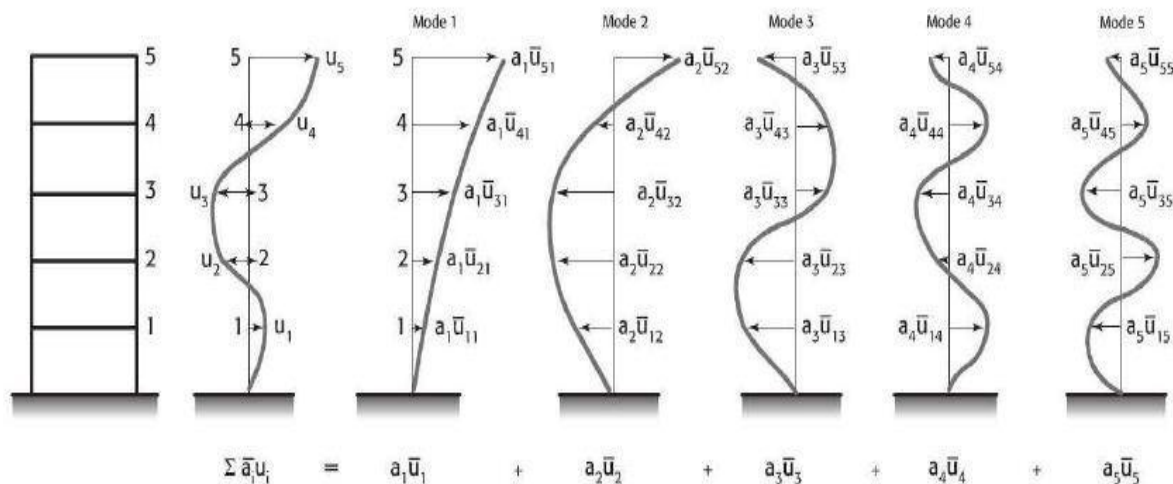


Figure. II. 2 : Principe de la méthode modale spectrale. [11]

II.2.4. Méthode d'analyse temporelle élastique

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire. Elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme. Elle se différencie donc principalement de l'analyse modale spectrale par le fait que pour cette dernière, le spectre de réponse de l'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode [11]

II.3. Méthodes d'analyses non-linéaires et inélastique non-linéaires

II.3.1. Méthode d'analyse dynamique non-linéaire

Utilisée depuis 1977, cette méthode est considérée comme une amélioration de la méthode Push-Over. Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et

CHAPITRE II : DEFFIRENTS METHODES D'ANALYSE D'UNE STRECTURE EN BETON ARMEE

tient en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique [17].

II.3.2. Méthode d'analyse dynamique non-linéaire

Utilisée depuis 1977, cette méthode est considérée comme une amélioration de la méthode Push-Over. Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et tient en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique [11].

II.3.3. Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER)

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique. Pour cette raison la méthode d'analyse Push over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Push over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure. [16]

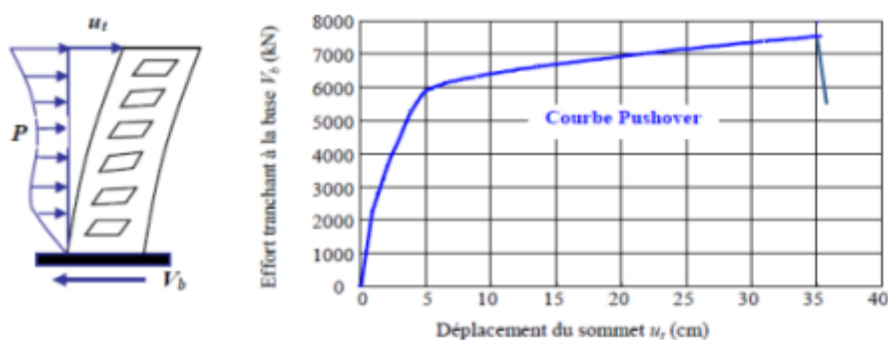


Figure. II. 3 : courbe de capacité d'une structure [15]

II.4. PUSH-OVER

II.4.1. Introduction

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique. Pour cette raison notre étude de vulnérabilité sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire PUSH-OVER.

La méthode d'analyse Push-over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

[21]

II.4.2. Choix de la méthode Push-over

Dans ce travail, nous allons étudier une structure en vue de son analyse Sismique. C'est une procédure relativement longue et complexe. Pour les nouveaux bâtiments une méthode élastique comme celles des forces de remplacement ou du spectre de réponse convient parfaitement car un dimensionnement en capacité ou même souvent une bonne conception (régularité de l'ouvrage) suffit. De plus le coût engendré par une modélisation non linéaire n'est pas négligeable. Pour les bâtiments existants, lorsque l'on a des doutes sur la conception et que l'on a besoin de faire une étude approfondie du comportement au séisme.

Une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale du bâtiment face à un séisme et le niveau de dommage en fonctions des sollicitations. Pour ce faire, il y a deux solutions possibles qui sont ; soit de réaliser un calcul par la méthode Pushover soit d'effectuer un calcul non linéaire dynamique (temporel). Ce dernier étant beaucoup trop lourd et posant passablement de problèmes, nous nous concentrerons sur la méthode statique non linéaire Push-over qui est une méthode statique de simulation des séismes. Cette partie de ce travail constitue donc aussi en quelque sorte une aide à la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ETABS non linéaire. Néanmoins, il peut être aussi utile avec un autre programme car la

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

méthodologie et une partie des difficultés rencontrées sont indépendantes du programme utilisé.

Les problèmes précédemment traités étudiaient le comportement élastique des matériaux. Cependant les lois de comportement élastiques linéaires ne sont pas toujours valables. Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer. Nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, Cette études 'appelle analyse non linéaire des structures. [14]

II.4.3. Origine de l'analyse Push-over :

L'analyse statique Push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. [17]

II.4.4. Présentation de la méthode (Push-over) :

Push-over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant.

L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente.

Partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Le but essentiel de l'analyse Push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en terme de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir :

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale. [21]

II.4.5. Buts d'une Analyse Push-over:

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

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol. v la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement. [17]

II.4.6. Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) :

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de Push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) (Figure), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme, Les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure. [21]

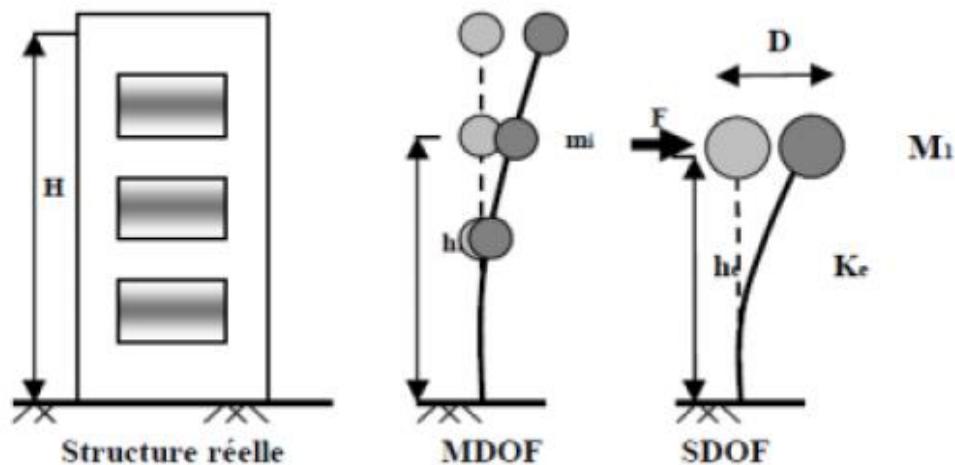


Figure. II. 4: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [21]

II.4.7. Utilisation des résultats de Push-over

La méthode d'analyse Push-over était la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Push-over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse Pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse Pushover fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique.

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

- Les estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisées pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet P- Δ .
- La vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

La méthode d'analyse Push-over expose également des faiblesses de conception qui peuvent demeurer dissimulées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'étage, qui exigent une déformation excessive de la force et des surcharges potentiellement irrégulières sur les éléments fragiles. [17].

II.4.7.1. Deux types de contrôle pour l'analyse :

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

Analyse à force contrôlée :

Ce type de contrôle est utilisé lorsque les charges sont connues, et lorsque la structure est supposée pouvoir supporter ces charges. Ce type de contrôle est en général utilisé pour contrôler l'application des charges de gravité.

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

✚ *Analyse à déplacement contrôlé :*

On contrôle un déplacement type d'un point de la structure. Dans ce cas, l'amplitude de la combinaison de charges est augmentée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible lorsque des déplacements spécifiques sont recherchés, et lorsque l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance. Ce type de contrôle est en général utilisé pour l'application des forces sismiques.

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse **Pushover** sont :

1. Définition et attribution de rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure.
2. Définition de la distribution verticale des charges horizontales.
3. Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme.
4. Application des charges de gravité comme conditions initiales de l'analyse **pushover**, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse.
5. Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître de façon monotone jusqu'à l'atteinte de l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. [24]

II.4.8. Principes théoriques du calcul Push-over

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. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement. L'exécution d'un calcul Push-over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels.

Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps).

Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme.

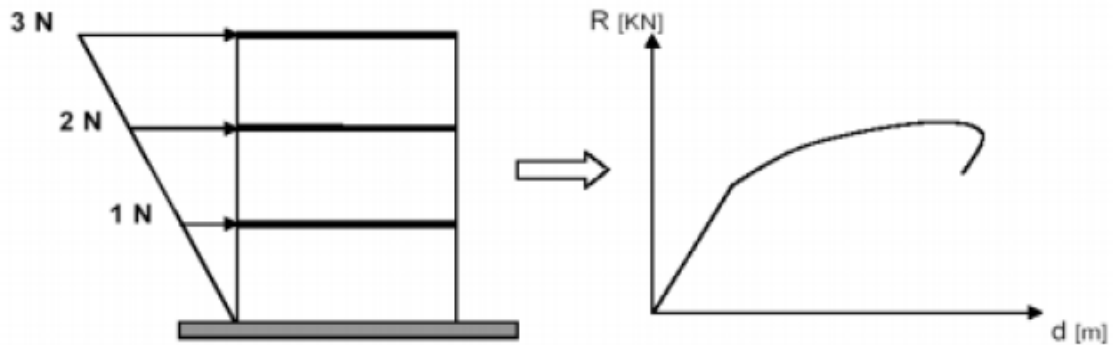


Figure. II. 5 : Calcul Push-over et courbe de capacité [19]

En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure. [17]

II.4.9. 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). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe [24].

CHAPITRE II : DEFFIRENTS METHODES D'ANALYSE D'UNE STRECTURE EN BETON ARMEE

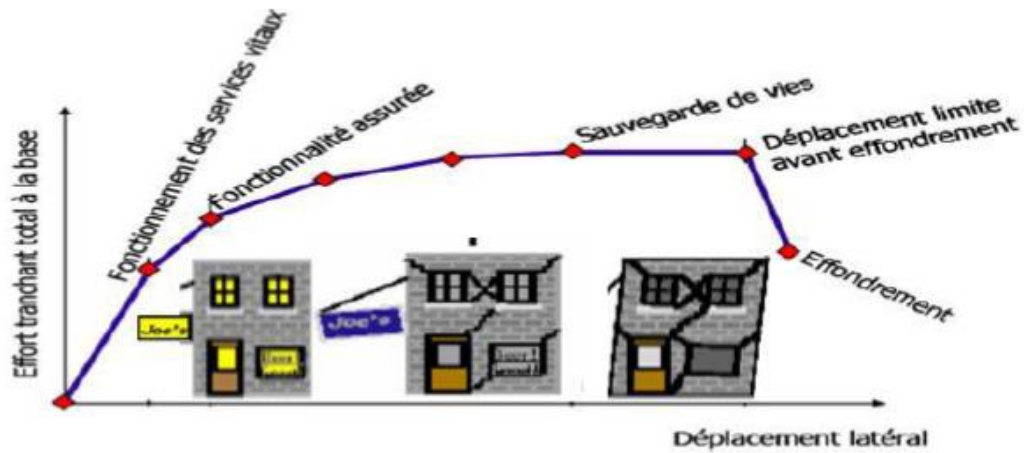


Figure. II. 6 : Niveaux de performance structurelle [18]

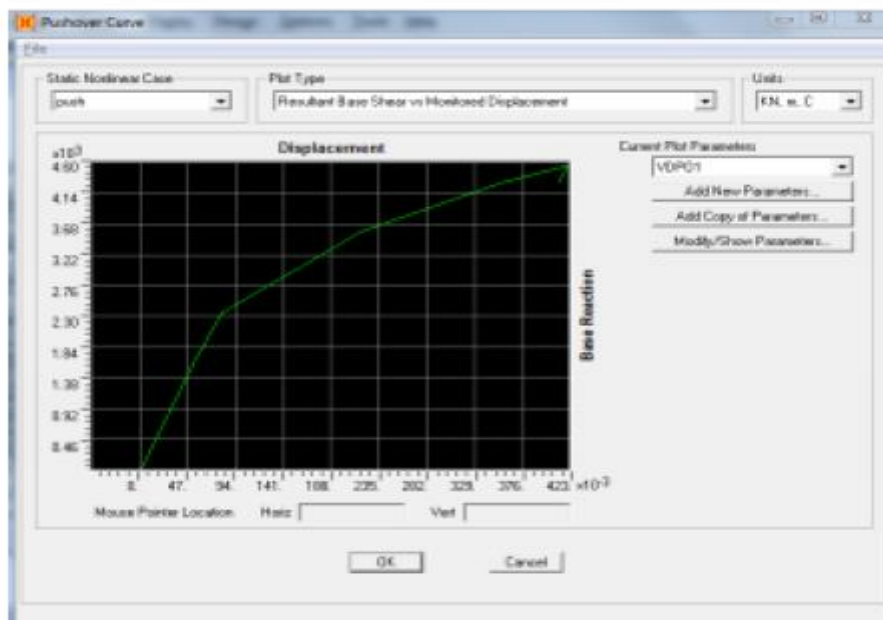


Figure. II. 7 : Courbe globale de capacité "Push-over"[14]

II.4.10. Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

CHAPITRE II : DIFFÉRENTS MÉTHODES D'ANALYSE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARMÉ

- Réaction à la base / masse → accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Selon les indications de l'EC 8, le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), (Figure II.8). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité. [23]

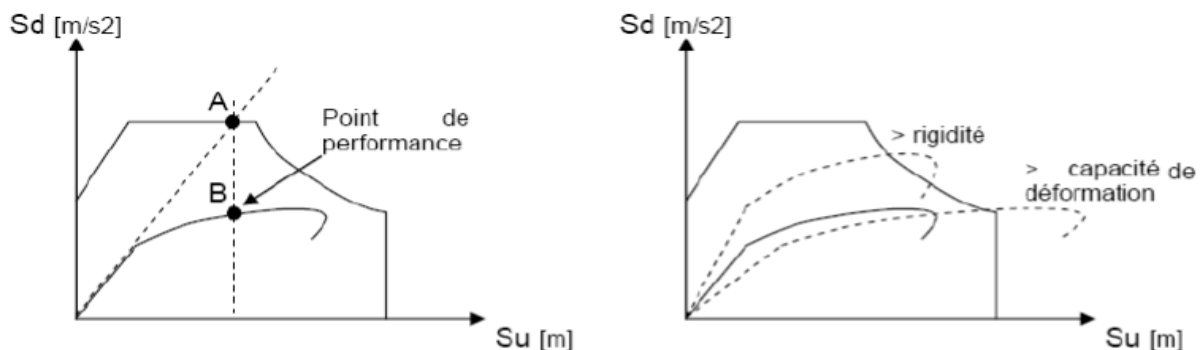


Figure. II. 8 : Point de performance selon Euro-Code 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité [20]

Les normes américaines FEMA-273 prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C). [20]

CHAPITRE II : DEFFIRENTS METHODES D'ANALYSE D'UNE STRECTURE EN BETON ARMEE

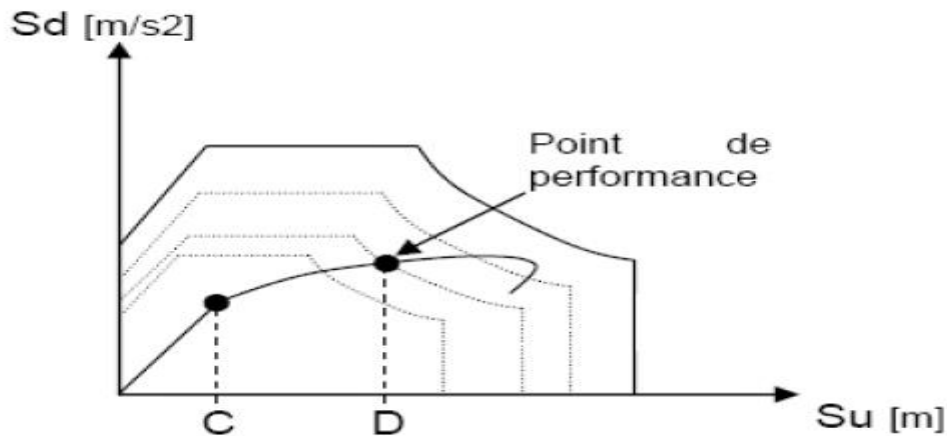


Figure. II. 9 : Point de performance – principe de réduction du spectre [20]

II.5. CONCLUSION :

De façon générale, la méthode non-linéaire statique dit push over donne beaucoup plus d'information qu'une analyse élastique statique ou même dynamique. Malgré ces avantages, la méthode ne peut pas être considérée comme la solution générale pour toute sorte de cas. La technique est utile pour identifier les points faibles d'une structure et les éventuelles défaillances d'une certaine conception, mais elle ne va pas montrer forcément tous les mécanismes possibles de défaillance. Pour des structures qui répondent principalement dans leur premier mode élastique, la technique donnera en général des bonnes estimations de demande en déformations globales et locales. Elle montrera des potentielles défaillances que l'on ne pourra pas apercevoir avec une analyse linéaire élastique : mécanismes de défaillance d'étages, demandes de déformation excessives, irrégularités de résistance, surcharge sur des éléments potentiellement fragiles (connexions). Par contre, l'analyse reste statique et on ne peut pas attendre une représentation précise des phénomènes dynamiques. Par exemple la méthode risque de ne pas détecter certains modes de déformations importantes et de surestimer certains autres. La réponse dynamique inélastique peut différer significativement de la réponse obtenue avec des distributions de charges latérales constantes ou mêmes adaptatives. Par exemple, on peut attendre des différences significatives pour des structures très influencés par des modes de vibration de haute fréquence.

CHAPITRE III :

**PRESENTATION
ET MODELISATION
DU PROJET**

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.1 Introduction :

Notre projet consiste à faire une étude comparative sur une structure en béton armée avec plusieurs systèmes de contreventement on utilisant la méthode non linéaire (Push over) cette étude se fera sur une structure déjà réalisé pour avoir le complètement de de la structure sous chargement sismique.

III.2 Description de la structure :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (R+5) à usage d'habitation, il fait partie d'un programme de réalisation d'un ensemble immobilier de 100 logements et il sera implanté à NACIRIA (BOUMERDES), Cette région est classée : **Zone sismique II-B**, Selon le **RPA99 version 2003**.

Le bâtiment est classé comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 version 2003**) [3]

Le bâtiment est implanté sur un sol meuble S3 avec une contrainte de 2 bars

La structure étudiée est composée d'un seul bloc.

Elle comporte :

- RDC à usage commerciale.
- Du 1er au 5ème étage à usage d'habitation comportant quatre appartements.

III.2.1 Dimensions de l'ouvrage (vue en plan et en élévation)

- Longueur totale du bâtiment : **20,4 m.**
- Largeur totale du bâtiment : **9,95 m.**
- La hauteur totale du bâtiment à partir du niveau 00 : **19,38 m.**
- La hauteur du Rez-De-Chaussée : **4,08 m.**
- La hauteur de l'étage courant : **3,06 m.**

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

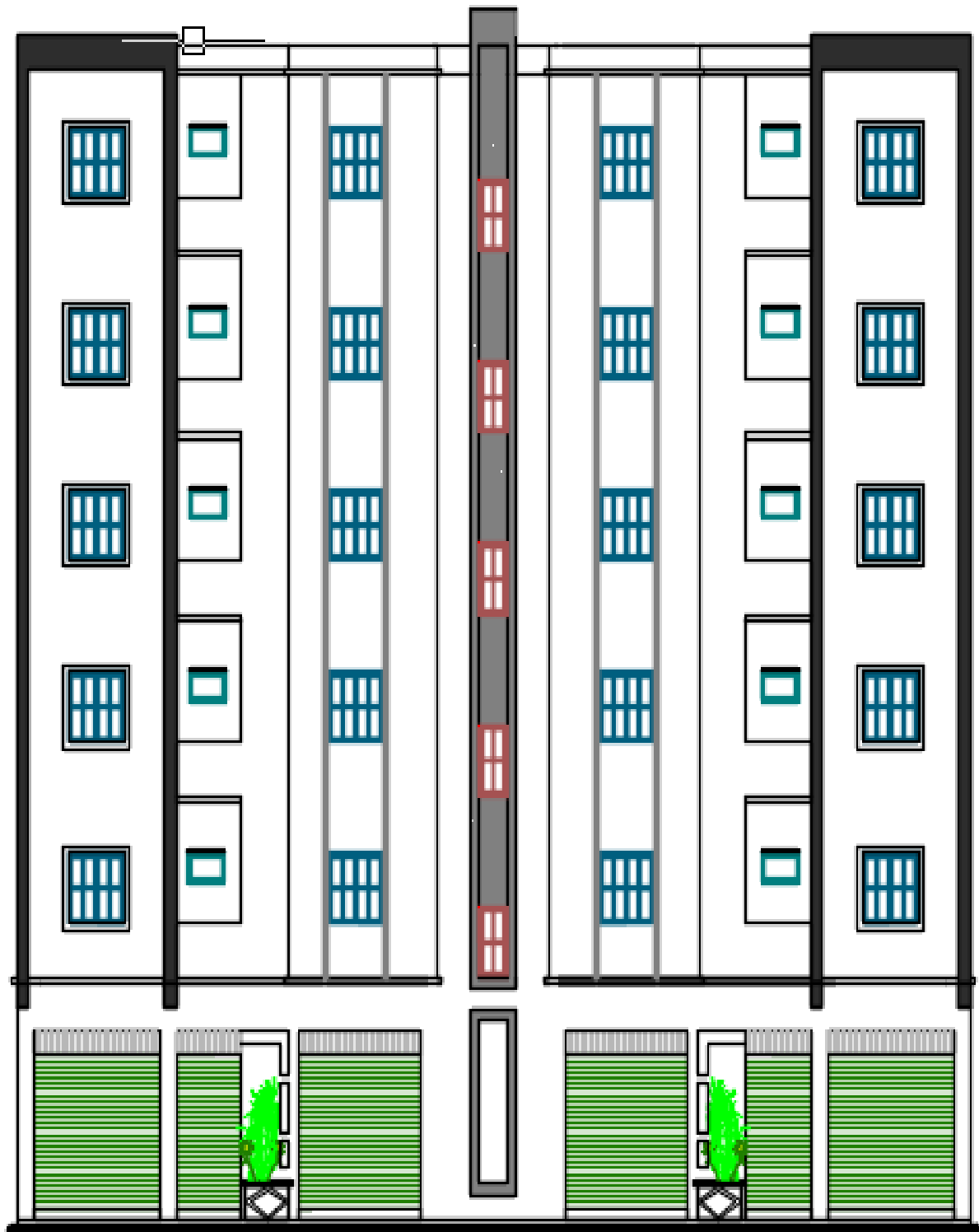


Figure III. 1 Façade principale

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

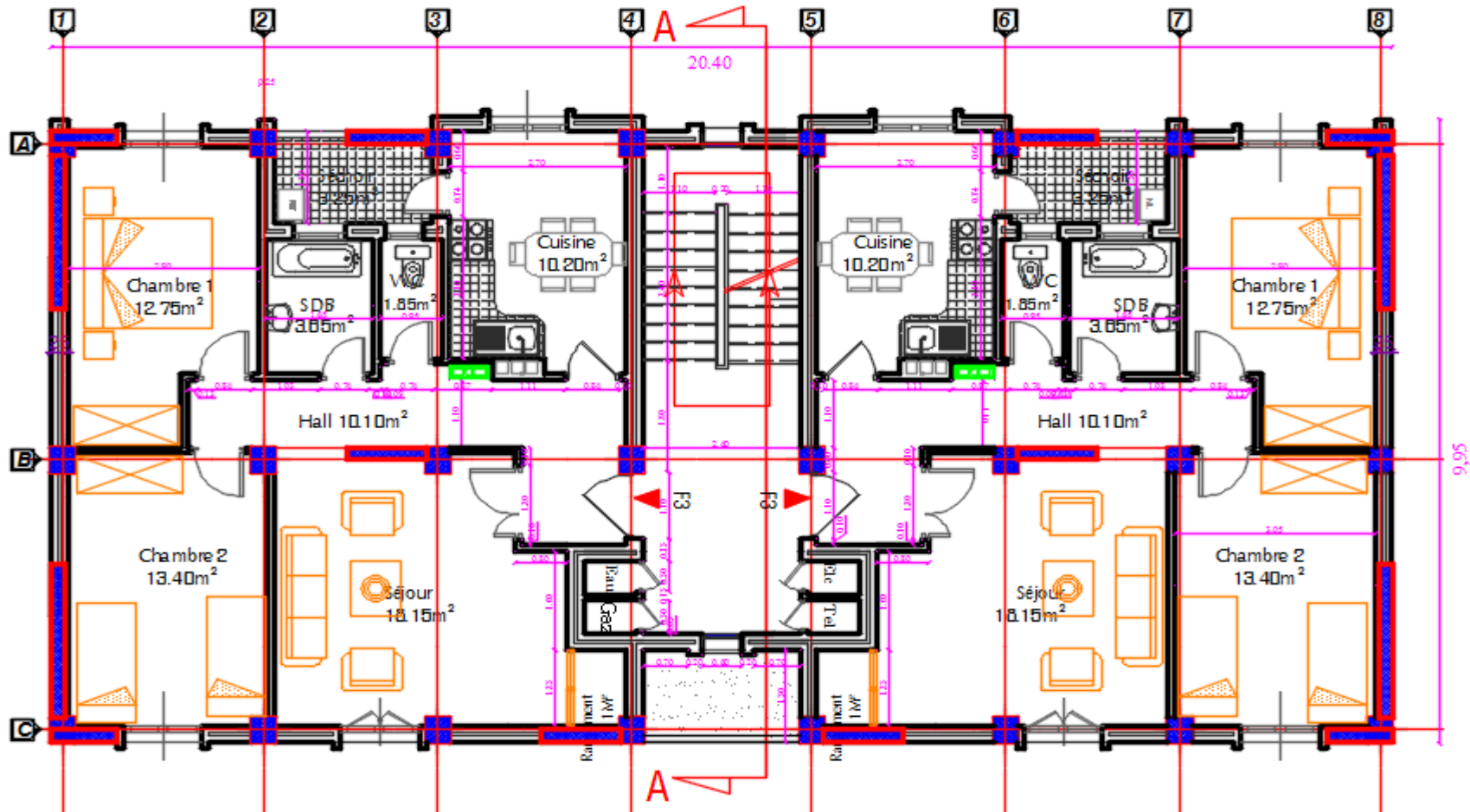


Figure III. 2 Vue en plan

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

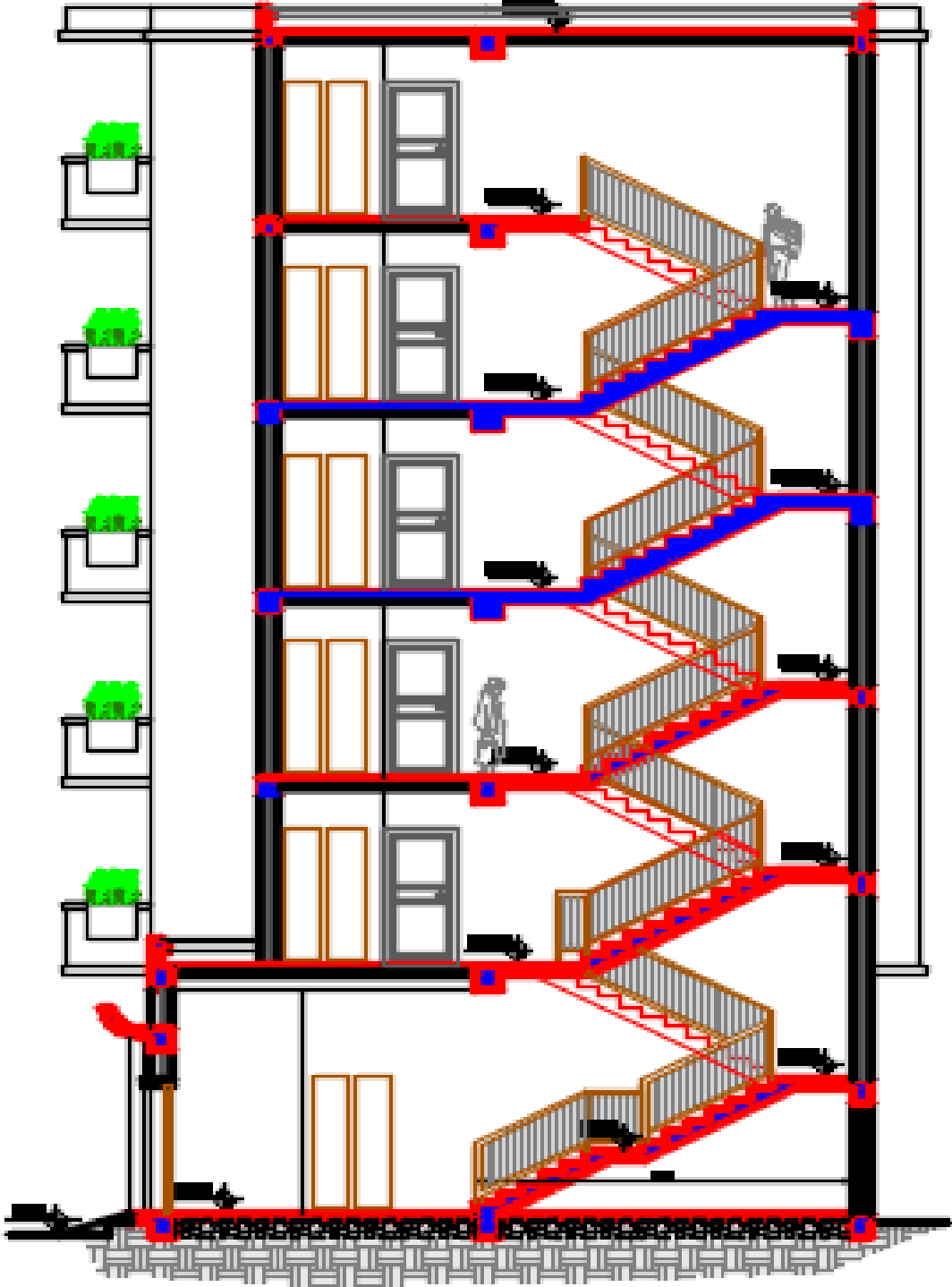


Figure III. 3 Coupe A-A

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.3 Caractéristique des Matériaux utilisé :

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage.

Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le Béton et la résistance à la traction pour l'acier

Notre cas on est la caractéristique suivante :

Le béton :

Tableau. III. 1 : Caractéristique de béton

Poids	Poids par unité de volume		25 KN
Résistance	à la compression		$f_{c28} = 25$ MPA
	à la traction		$f_{t28} = 2,1$ MPA
Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1\}$	$f_{bu} = 14.17$ MPA
		situation accidentelle $\{\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85\}$	$f_{bu} = 18.48$ MPA
	ELS		$f_{bc} = 15$ MPA
Module de déformation instantané			$E_{i28} = 32164,2$ MPA

Acier :

Tableau. III. 2 : Caractéristique de l'acier

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPA]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés TL.520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	1.3	1

III.4 Règlements et Unités :

Les règlements utilisés dans la présente note de calcul sont:

- Règles C.B.A.93.
- Règles B.A.E.L 91.
- Règles parasismiques algériennes RPA99 / Version2003.
- Documents Techniques Réglementaires.
- ASCE 4113-NSP

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.5 Dimension des éléments

Poteaux

On distingue trois Zones

Zone 1 : RDC ,1^{er} étage Poteaux de **(40x35) cm**

Zone 2 : 2^{ème} étage, 3^{ème} étage, 4^{ème} étage, 5^{ème} étage Poteaux de **(35x30) cm**

Poutre

Poutre Principales : **(30x40) cm**

Poutre secondaire : **(30x35) cm**

Plancher

Epaisseur planché en corps creux : **(16+4) =20 cm**

Epaisseur dalle pleine : **15 cm**

Voile

Epaisseur voile de contreventement : **20 cm**

III.6 Charge et surcharge

Charges permanente

- Plancher en corps creux de terrasse : **G= 5,68 KN/M²**
- Plancher en corps creux étage : **G= 5,24 KN/M²**
- **Surcharge d'exploitation**
- Plancher Etage courant : **Q= 1,5 KN/M²**
- Plancher Terrasse : **Q= 1 KN/M²**

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.7 MODELISATION

Introduction

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul par élément finis et qui est connu sous le nom ETABS.

III.7.1 Présentation de logiciel de calcul ETABS

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basés sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel nous permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques des matériaux entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlements Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

III.7.2 Etape de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (acier et béton).
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du chargement dynamique (E)
- Affectation des charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant aux éléments.

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et des inerties des étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et exploitation des résultats.

A) Première étape

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie des données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne Files puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x
- Le nombre de portiques suivant y-y
- Le nombre des étages.

B) Deuxième étape

C'est la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence l'acier et le Béton :

- Masse et poids volumique du béton
- Module d'élasticité
- Contrainte maximale du béton à la compression
- Contrainte maximale des aciers longitudinaux et transversaux)

C) Troisième étape

Affectation des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

D) Quatrième étape

Définition des charges appliquées à la structure modélisée :

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

➤ Charges statiques (G et Q)

✓ Charge permanente

- Load Name = Nom de la charge : G
- Type : DEAD (permanente)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) = 1

✓ Surcharge d'exploitation

- Load Name = Nom de la charge : Q
- Type : LIVE (exploitation)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) = 0

E) Cinquième étape

Chargement des planchers, la charge statique étant définie, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient.

Et pour les poutres de la périphérie, les chargements statiques étant définis, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire (poids des murs extérieurs) qui lui revient.

F) Sixième étape

Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaison aux états limites

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison accidentelles du RPA 99 Version 2003 [22]

Pour le système mixte : Comb1: $G+Q\pm E$

Comb2: $0.8G\pm E$

Combinaison poids

Poids : $G+0.2Q$ (afin de tirer le poids propre de la structure)

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

G) Septième étape

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux : sont supposé parfaitement encastrés dans les fondations.

- Diaphragmes :comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de tel sorte qu'il puisse former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire de nombre d'équations à résoudre par le logiciel.
- Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse-source) où la charge sismique est représentée par la combinaison « $G+0.2 Q$ ».

H) Huitième étape

Elle consiste à l'analyse et l'exploitation des résultats, pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Résultat de la modélisation

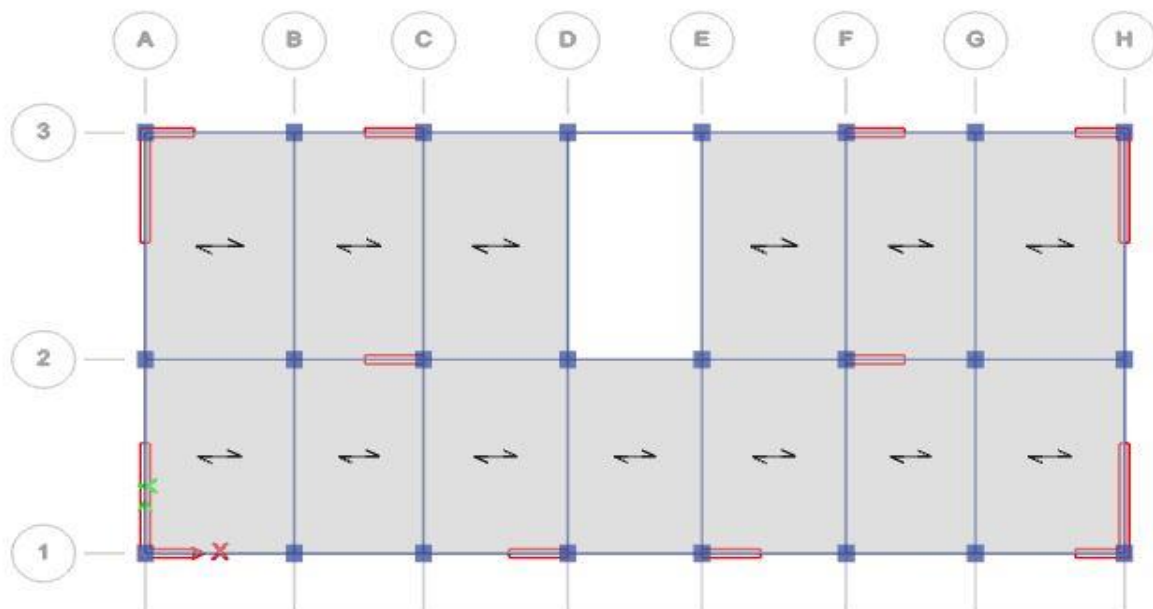


Figure III. 4 : Modélisation de la structure en 2D

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

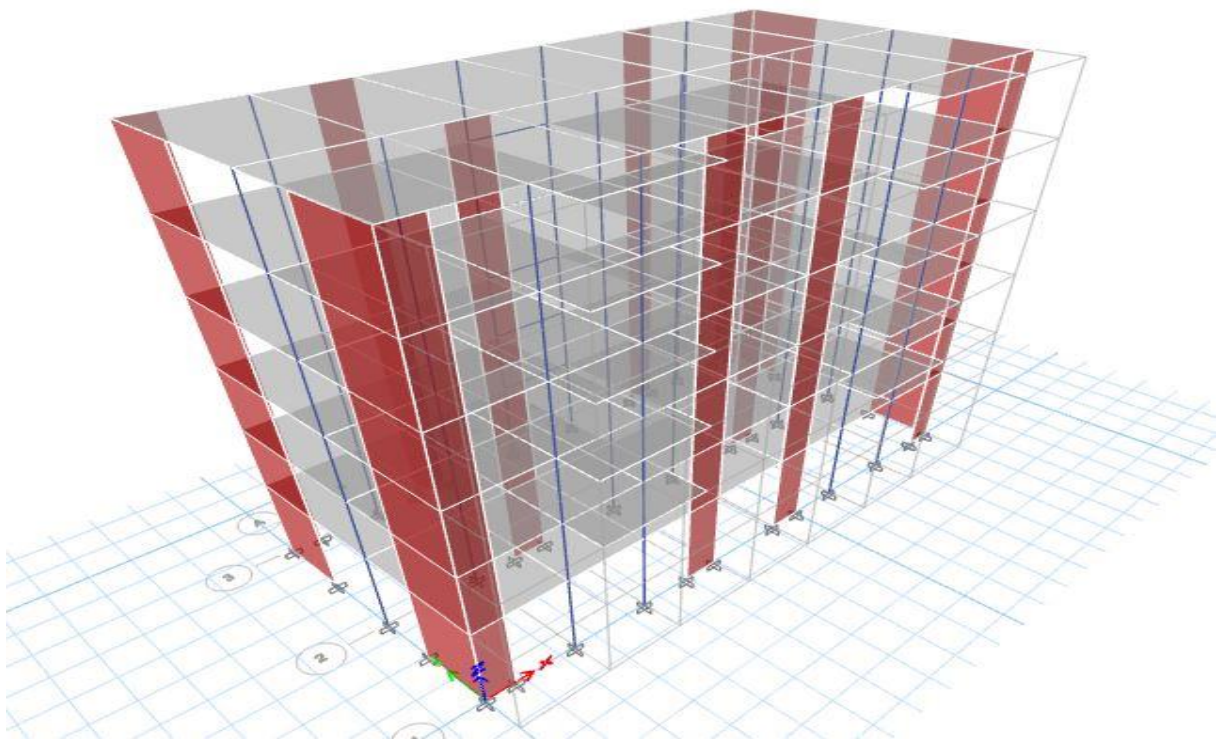


Figure III. 5 Modélisation de la structure en 3D

III.8 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien :

III.8.1 Vérification de la période empirique T :

a) Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{2}} \quad \text{formule (4 - 6) RPA99vs2003}$$

$$T = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,461s$$

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{formule (4 - 7) RPA99vs2003}$$

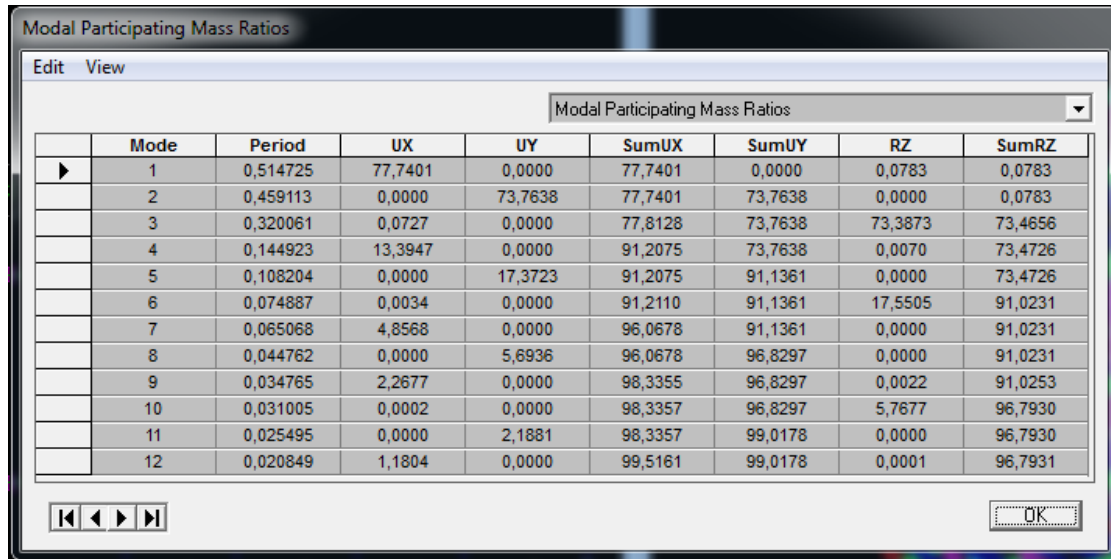
b) Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,461 + 30\% \times 0,461 = 0,600 s$$

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :



Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,514725	77,7401	0,0000	77,7401	0,0000	0,0783	0,0783
2	0,459113	0,0000	73,7638	77,7401	73,7638	0,0000	0,0783
3	0,320061	0,0727	0,0000	77,8128	73,7638	73,3873	73,4656
4	0,144923	13,3947	0,0000	91,2075	73,7638	0,0070	73,4726
5	0,108204	0,0000	17,3723	91,2075	91,1361	0,0000	73,4726
6	0,074887	0,0034	0,0000	91,2110	91,1361	17,5505	91,0231
7	0,065068	4,8568	0,0000	96,0678	91,1361	0,0000	91,0231
8	0,044762	0,0000	5,6936	96,0678	96,8297	0,0000	91,0231
9	0,034765	2,2677	0,0000	98,3355	96,8297	0,0022	91,0253
10	0,031005	0,0002	0,0000	98,3357	96,8297	5,7677	96,7930
11	0,025495	0,0000	2,1881	98,3357	99,0178	0,0000	96,7930
12	0,020849	1,1804	0,0000	99,5161	99,0178	0,0001	96,7931

Figure III. 6 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

$$T_{\text{etabs}} = 0,514\text{s}$$

$T = 0.461\text{s}$: La période calculée.

$T_{\text{maj}} = 0,600$: La période majorée.

$T_{\text{etabs}} = 0.514\text{s}$: La période d'ETABS.

$T = 0,461 < T_{\text{etabs}} = 0,514\text{s} < T_{\text{majorée}} = 0.600\text{s} \rightarrow$ La période est vérifiée.

III.8.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de 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 90% au moins de la masse totale de la structure.

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Tableau .III. 3 : Tableau des modes et de la masse participante

Mode	Période	UX	UY	SumUX (%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	0,514725	77,7401	0	77,7401	0	0,0783
2	0,459113	0	73,7638	77,7401	73,7638	0
3	0,320061	0,0727	0	77,8128	73,7638	73,3873
4	0,144923	13,3947	0	91,2075	73,7638	0,007
5	0,108204	0	17,3723	91,2075	91,1361	0
6	0,074887	0,0034	0	91,211	91,1361	17,5505
7	0,065068	4,8568	0	96,0678	91,1361	0
8	0,044762	0	5,6936	96,0678	96,8297	0
9	0,034765	2,2677	0	98,3355	96,8297	0,0022
10	0,031005	0,0002	0	98,3357	96,8297	5,7677
11	0,025495	0	2,1881	98,3357	99,0178	0
12	0,020849	1,1804	0	99,5161	99,0178	0,0001

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.514$ s
- Le 1^{er} et le 2^{ème} sont des modes de **translation**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 5 modes que la masse éteigne les 90% selon **RPA99vs 2003**.

III.8.3 Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Tableau .III. 4 : Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragme	XCM	XCR	$\frac{XCM-XCR}{XCR}$	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
RDC	RDC	10,025	10,025	0	1,02	4,651	4,69	-0,039	0,4975
1	1	10,025	10,025	0	1,02	4,414	4,704	-0,29	0,4975
2	2	10,025	10,025	0	1,02	4,411	4,726	-0,315	0,4975
3	3	10,025	10,025	0	1,02	4,411	4,756	-0,345	0,4975
4	4	10,025	10,025	0	1,02	4,411	4,788	-0,377	0,4975
5	5	10,025	10,025	0	1,02	4,503	4,81	-0,307	0,4975

III.8.4 Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta k$$

δk : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k'' par rapport au niveau k-1''est égal à :

$$\Delta K = \delta k - \delta k-1$$

Tableau .III. 5 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x

Story	Diaphragme	UX	$\delta k - \delta k-1$	UY	$\delta k - \delta k-1$	h_e	1% h_e	Observation
5	5	0,0133	0,0018	0,0111	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0,0115	0,0022	0,0091	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
3	3	0,0093	0,0026	0,007	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0,0067	0,0027	0,0048	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
1	1	0,004	0,0024	0,0027	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0016	0,0016	0,001	0,001	408	4,08	Condition vérifiée

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.8.5 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau .III. 6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
5	2316,07	3,06	0,0018	454,26	1390,036	0,003	0,002	500,5	1531,530	0,003
4	4474,42	3,06	0,0022	803,34	2458,220	0,004	0,0021	837,7	2563,362	0,004
3	6632,77	3,06	0,0026	1088,61	3331,147	0,005	0,0022	1095,48	3352,169	0,004
2	8791,12	3,06	0,0027	1301,71	3983,233	0,006	0,0021	1290,34	3948,440	0,005
1	11013,73	3,06	0,0024	1443,24	4416,314	0,006	0,0017	1429,28	4373,597	0,004
RDC	13335,66	4,08	0,0016	1519,09	6197,887	0,003	0,001	1516,8	6188,544	0,002

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0.1 ».

→ **Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.**

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.8.6 Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

III.8.6.1 Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

A) Voiles et portiques :

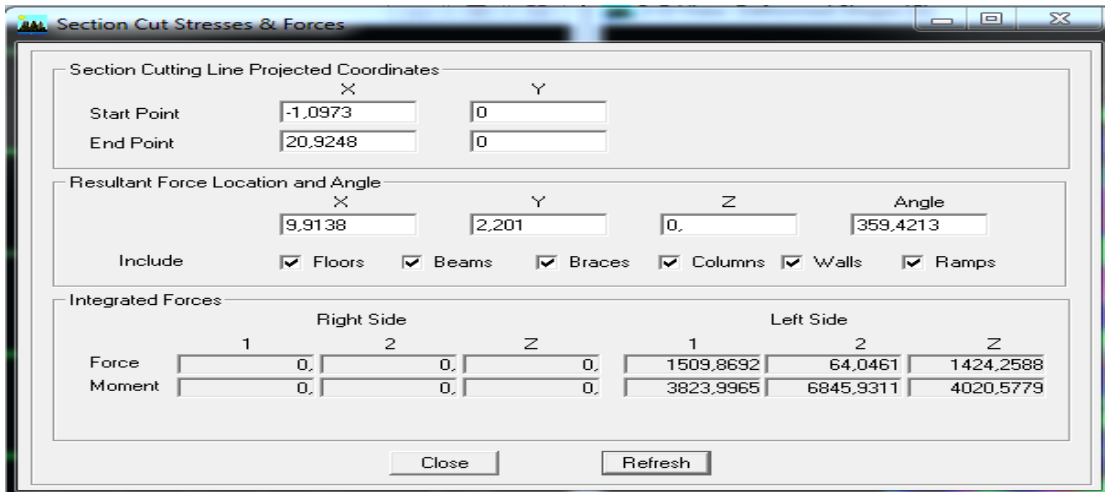


Figure III. 7 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex

B) Voile uniquement :

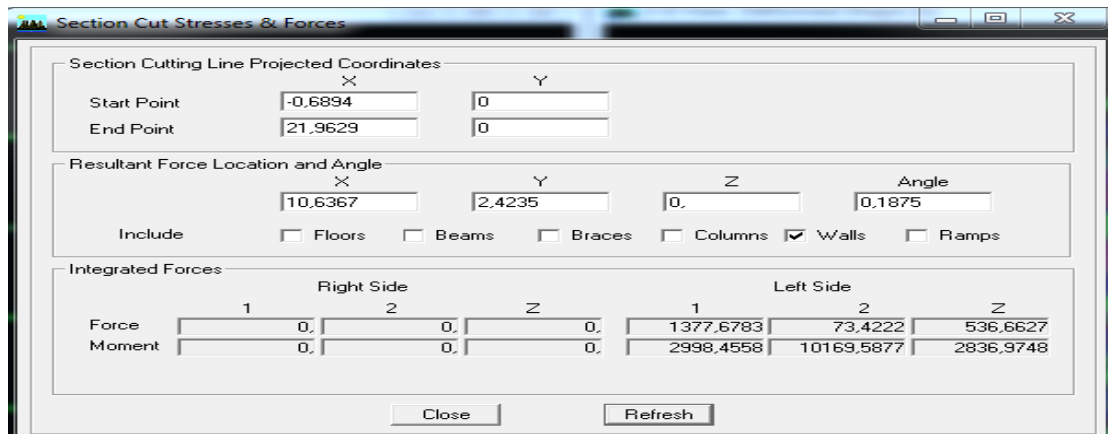


Figure III. 8 Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens EX

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Tableau. III. 7 Résultat effort horizontaux sens EX

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques (KN)	Forces reprises par les voiles uniquement (KN)	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % Portiques
Ex	1509 ,86	1377,67	91,24	8,76

A) Voiles et portiques

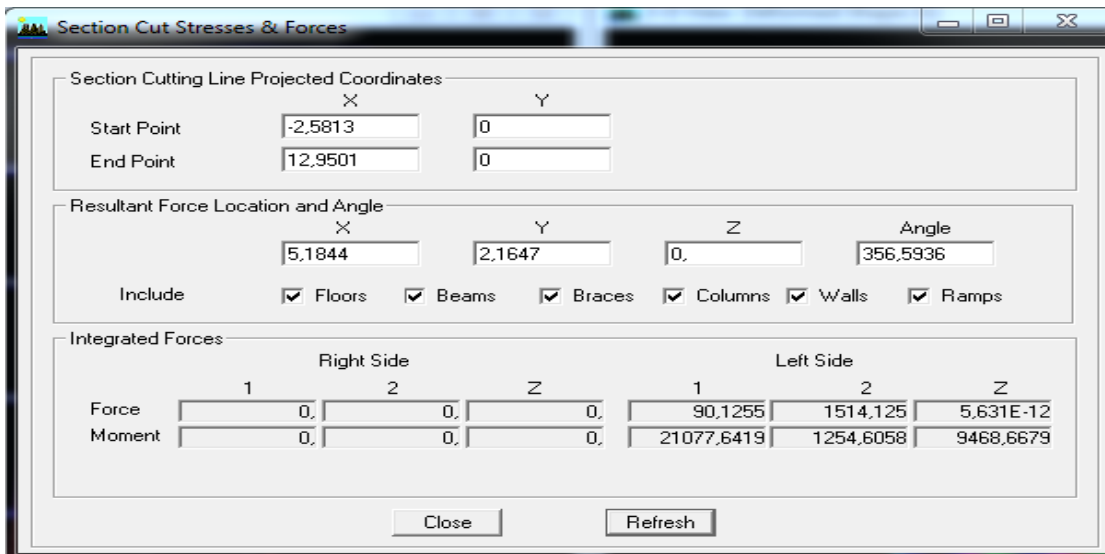


Figure III. 9 Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

B) Voile uniquement :

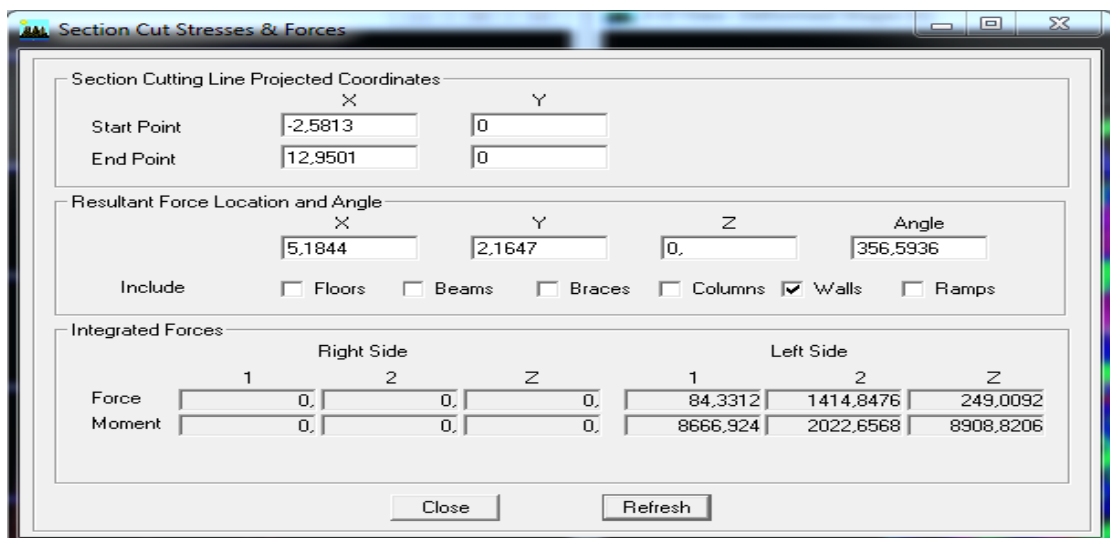


Figure III. 10 Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens EY

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Tableau .III. 8 Résultat effort horizontaux sens EY

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques (KN)	Forces reprises par les voiles uniquement (KN)	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	1514,12	1414,84	93,44	6,56

III.8.6.2 Forces verticales :

A) Voiles et portiques

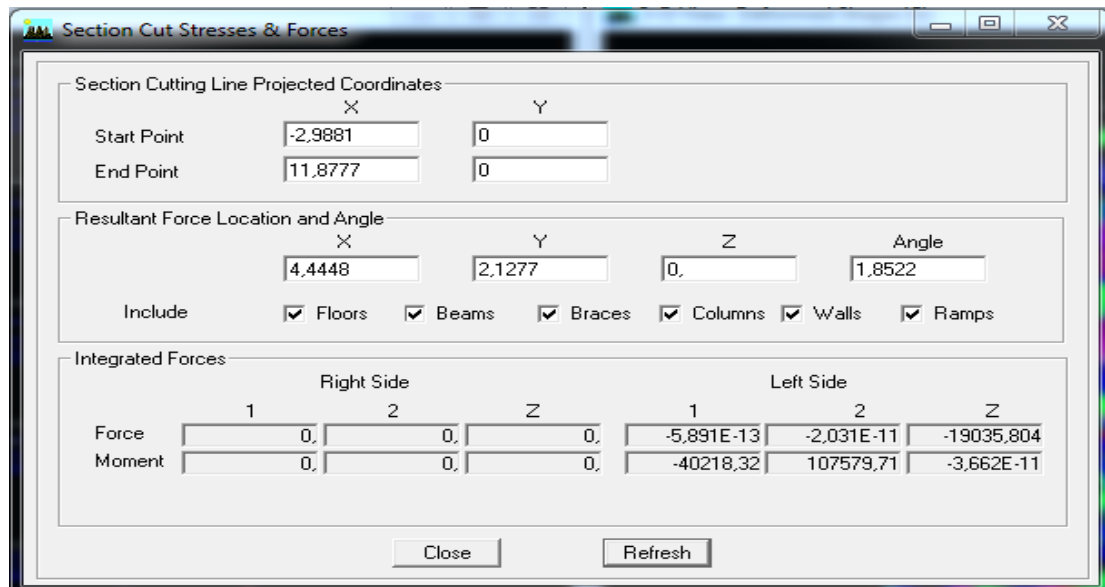


Figure III. 11 Charges vertical reprises par la structure

B) Voile uniquement :

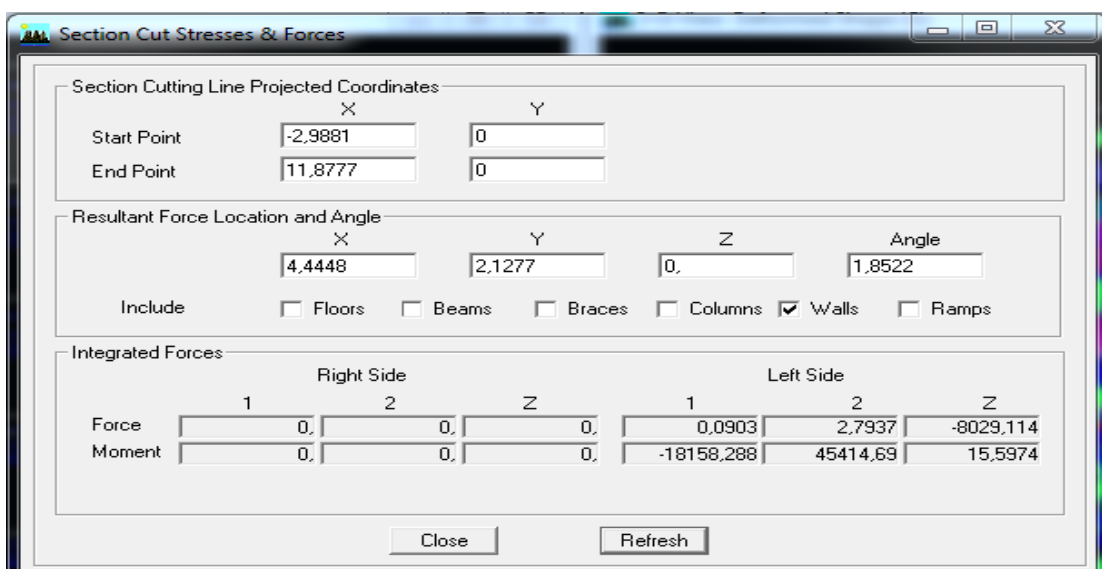


Figure III. 12 Charges vertical reprises par le voile

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Tableau .III. 9 Résultat effort vertical

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques (KN)	Forces reprises par les voiles uniquement (KN)	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	19035,8	8029,11	42,18	57,82

Interprétation des résultats :

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un **Système de contreventement par voiles porteurs**, son coefficient de comportement est pris $R=3.5$ d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

III.8.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1 \text{ RPA99/VS2003})$$

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa ; groupe d'usage 2 → $A=0,20$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)

Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Tableau .III. 10 : Paramètre de la structure

<i>Paramètres</i>		<i>La Valeur</i>
Coefficient d'accélération de zone : A <i>Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Zone sismique IIB . • Groupe d'usage 2 	A= 0,20
Calcul de la période T : <i>RPA version 2003 pages 31 formule 4.6</i> $T = C_T \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ <i>Tableau (4-6)</i>	T=0,514 s
	$h_n = 19,38$ m	
Facteur d'amplification dynamique moyen : <i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i> $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}$ $T > 3s$	<i>Valeur T₂ : RPA2003 page 34.</i> Site meuble d'où $T_2 = 0,5$.	D=1,86
	<i>Valeur de ξ :</i> <i>RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur :</i> $\xi = 10$	
	<i>Facteur de correction d'amortissement :</i> <i>RPA99 Page 26 Formule (4.2).</i> $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$	
Coefficient de comportement global de la structure R : <i>RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28</i>	une structure contreventée par voile	R=3,5
Poids total W_t :		13335,66 KN

Tableau .III. 11 Facteur de qualité Q.

Observation de critère	Q _y		Q _x	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0	0.05	0
2-Redondance en plan	0.05	0	0,05	0
3-Régularité en plan	0	0.05	0.05	0
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.15	

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1476,49	0,00	0,00	0,000	21264,200	-6563,225
EX	2	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	3	U1	1,41	0,00	0,00	0,000	19,421	-6,277
EX	4	U1	268,09	0,00	0,00	0,000	374,348	-1185,492
EX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	6	U1	0,10	0,00	0,00	0,000	0,035	-0,463
EX	7	U1	150,03	0,00	0,00	0,000	477,700	-700,969
EX	8	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	9	U1	79,53	0,00	0,00	0,000	147,864	-372,788
EX	10	U1	0,01	0,00	0,00	0,000	0,033	-0,041
EX	11	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	12	U1	43,63	0,00	0,00	0,000	88,992	-216,881
EX	All	All	1519,09	0,00	0,00	0,000	21286,153	6757,720
EY	1	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	2	U2	0,00	1428,65	0,00	-21044,286	0,000	14322,262
EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	5	U2	0,00	433,81	0,00	-1344,433	0,000	4348,946
EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	7	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	8	U2	0,00	192,08	0,00	-539,308	0,000	1925,600
EY	9	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	10	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	11	U2	0,00	79,45	0,00	-151,723	0,000	796,464
EY	12	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	All	All	0,00	1516,80	0,00	21114,948	0,000	15205,969

Figure III. 13 L'effort tranchant (ETABS)

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

Tableau .III. 12 : Récapitulation du résultat de l'effort tranchant

	L'effort tranchant (MSE)	$0,8 \cdot V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} \geq 0,8 \cdot V_{MSE}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$ 1559,13	1247,30	1519,09	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$ 1629,99	1303,99	1516,80	Condition vérifiée

III.8.8 Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau. III. 13 L'effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	N_d (kN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (kN/cm ²)	V	Observation
40 X 45	873,35	1800	2,5	0,194	$v < 0.3$ condition vérifiée
35 X 40	574,66	1400	2,5	0,164	$v < 0.3$ condition vérifiée

- **Remarque : l'ouvrage correspond à l'exigence du règlement parasismique Algérien**

III.9 Ferrailages des éléments structurant :

Après avoir effectué les vérifications préconisées par les règlements (RPA 2003, BAEL 91), les éléments de la structure on était ferrillés comme suit d'après la Note de calcul.

III.9.1.1 Poteaux :

Tableau. III. 14 Ferrailages des poteaux

Dimension	Ferrailage
40 x35 (RDC ,1 ^{er} étage)	20.61 cm ² = 4HA20+4HA16
35 x 30 (2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage)	16.08 cm ² = 4HA16+4HA16

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

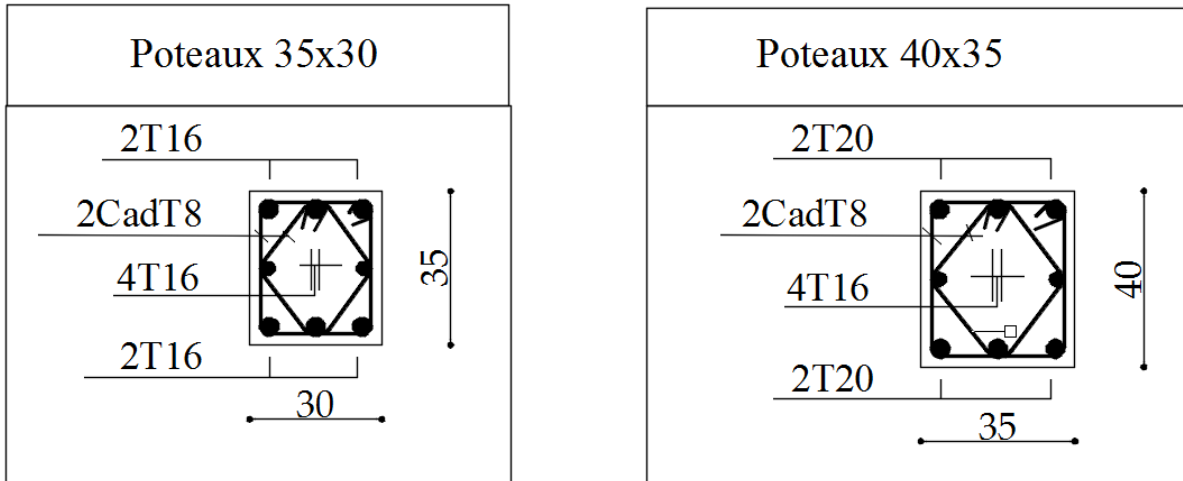


Figure III. 14 Section de Poteaux

III.9.1.2 Poutre :

Tableau .III. 15 : Ferrailages des Poutres

Dimension	Ferrailage	
	En Travée	aux Appuis
Poutre principale (30x40)	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)	3HA16 (fil) + 2HA16 (chap)
Poutre secondaire (30x35)	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)

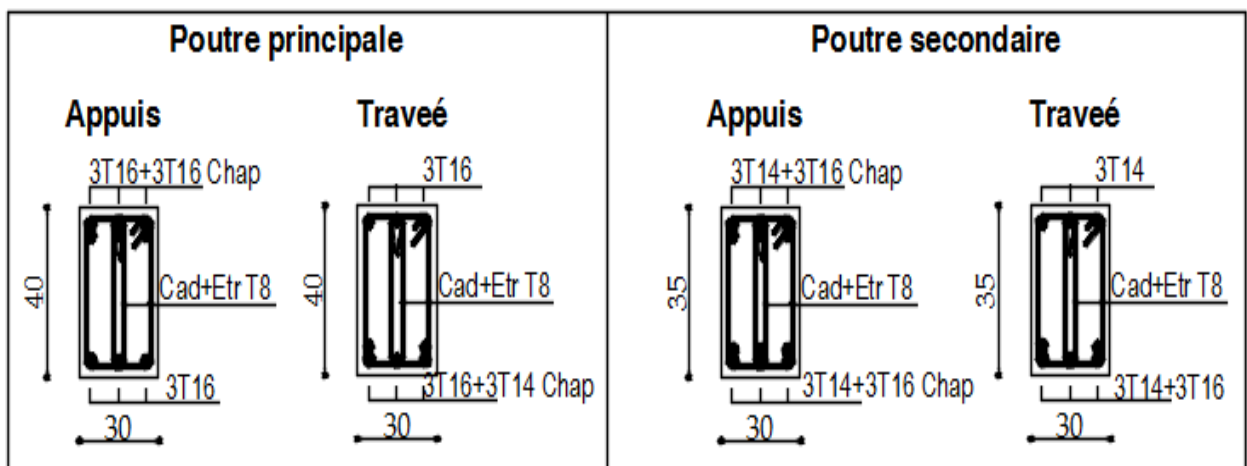


Figure III. 15 Ferrailages des Poutre

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

III.9.1.3 Voile :

Tableau. III. 16 : Ferrailages des voiles

Section	Ferrailages
100x20 cm	2HA16/10cm
120x20 cm	2HA16/10Cm
250x20cm	2HA16/10Cm

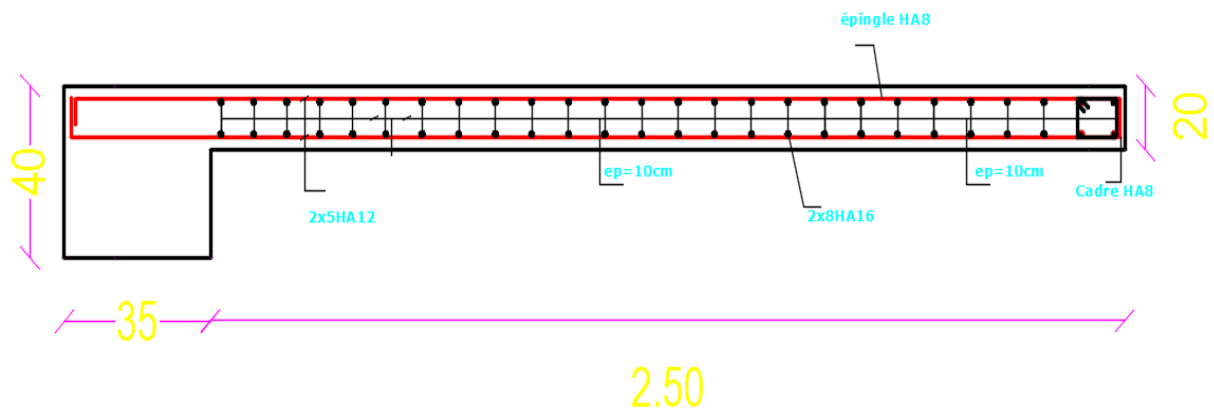


Figure III. 16 : Voiles de 2.5 m

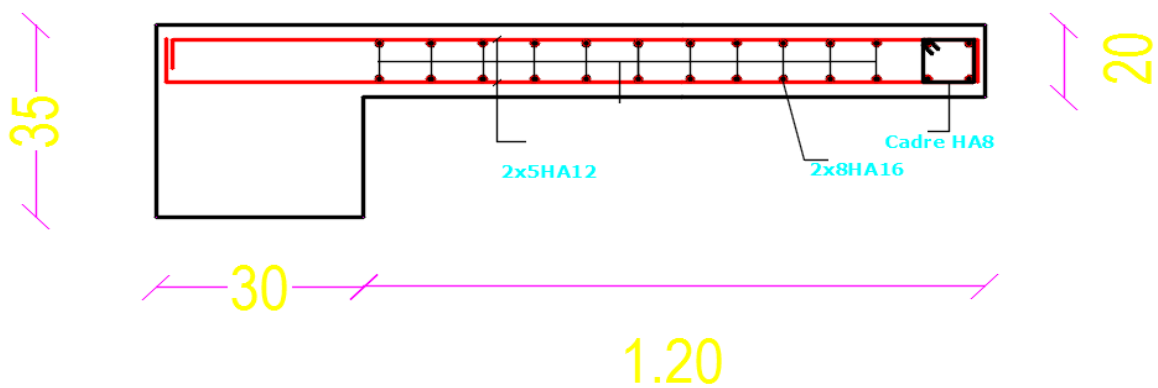


Figure III. 17 : Voiles de 1.2 m

CHAPITRE III: PRESENTATION ET MODILISATION DU PROJET

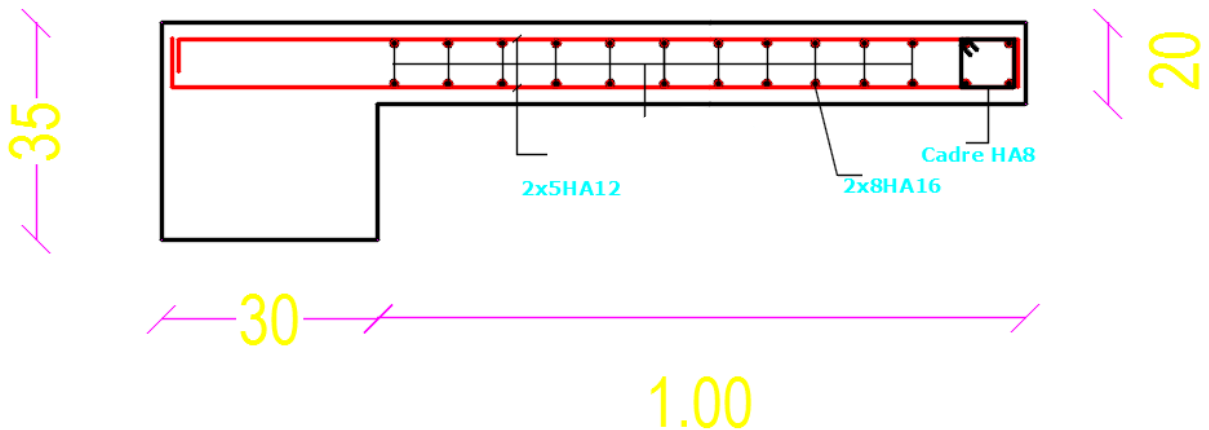


Figure III. 18 : Voiles de 1.00 m

III.10 Conclusion :

Après avoir présente le projeté et définie les caractéristiques géométriques et les paramètre des éléments porteur (dimension/charge /ferraillage) de la structure, on a procédé à la modélisation de cette structure on utilise le logiciel ETABS 2018, on l'a vérifié par rapport au condition RPA99/2003, on déduit que cette structure est conforme au règlement parasismique algérien, dans le prochain chapitre on va effectuer la modélisation statique non linière (Push over) afin d'avoir les courbe de capacité et le comportement de notre structure en format accélération déplacement.

CHAPITRE IV :

**PRESENTATION
ET MODELISATION
DU PROJET**

IV.1. Introduction

Après avoir modélisé et vérifié notre structure aux conditions du règlement parasismique algérien, On procède à analyse non linéaire Push over afin d'avoir les déplacements de la structure a son point de performance ainsi que la raideur initial pour déduire la rigidité dans le domaine élastique des trois variantes que l'on va étudiées. Mais avant de lancer l'analyse en doit désigner le ferrailage des déférents éléments de la structure.

IV.2. Introduction du ferrailage des éléments

IV.2.1. Ferrailage des poteaux

On procède à la désignation de son ferrailage comme suis :

Define → section propriétés → frame section → on choisit type de poteaux → modify/show propriety → Modify show rebar → ont choisi le martiaux (ACIER 400), la section des barres, l'enrobage et le nombre des barres selon X et Y → OK

The screenshot shows the 'Frame Section Property Reinforcement Data' dialog box. The 'Design Type' is set to 'P-M2-M3 Design (Column)'. The 'Rebar Material' is 'ACIER'. The 'Reinforcement Configuration' is 'Rectangular'. The 'Confinement Bars' are 'Ties'. The 'Check/Design' option is 'Reinforcement to be Designed'. The 'Longitudinal Bars' section shows 'Clear Cover for Confinement Bars' at 25 mm, 'Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face' at 3, 'Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face' at 3, 'Longitudinal Bar Size and Area' at 14d (154 mm²), and 'Corner Bar Size and Area' at 16d (201 mm²). The 'Confinement Bars' section shows 'Confinement Bar Size and Area' at 10d (79 mm²), 'Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)' at 150 mm, 'Number of Confinement Bars in 3-dir' at 3, and 'Number of Confinement Bars in 2-dir' at 3. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figure IV. 1 introduction de ferrailage pour les poteaux

→ On refait la méthode avec Chaque type de poteaux

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE POSH OVER

IV.2.2. Ferrailage des poutres

Define → section propriétés → frame section → on choisit type de poutre que l'on veut ferrailés → modify/show propriety → modify show rebar → on choisit le martiaux (ACIER 400) → on introduit la section d'acier, l'enrobage → ok

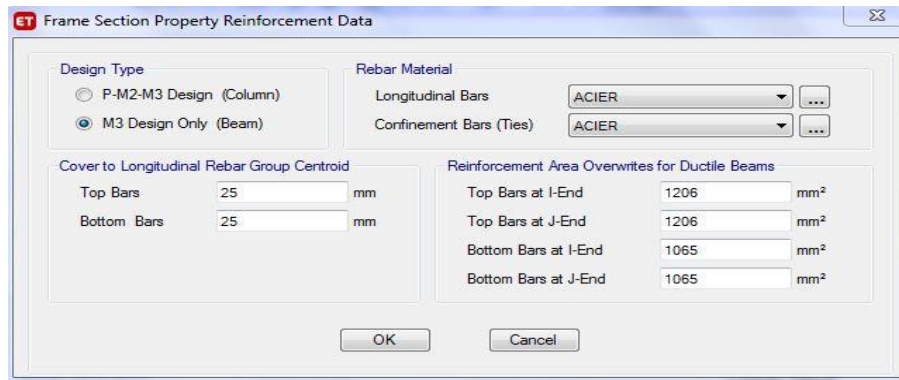


Figure IV. 2 Introduction ferrailage pour les poutres

→ On refait la méthode avec Chaque type de poutre

IV.2.3. Ferrailage des voiles

On définit le Règlement avec lequel on a ferrailé la structure, déférents caractéristiques de l'acier utilisé (voire chapitre 3), avec Euro-code 2004

→ Design → Shear wall design → view /révise préférence → On définies les paramètres

→ Ok

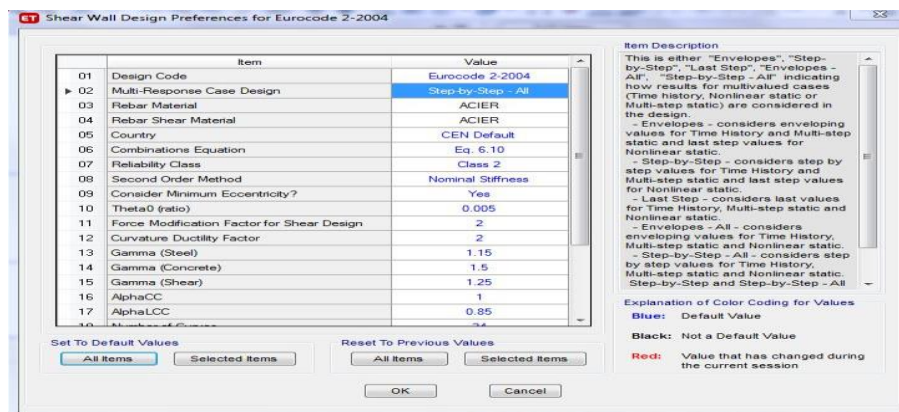


Figure IV. 3 Définitions des Paramètres du ferrailage

On choisit les armatures et l'espacement ainsi que l'enrobage dans notre cas :

On a ferrailé les voiles uniformément 2HA16 espacement de 10 cm , cadre de HA 8 enrobage de 2.5 mm pour tous les 3 types de voiles .

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE POSH OVER

→ On sélection tous les voiles → Design → Shear wall design → Assign Pier sections → Uniform Reinforcing → ont défini diamètre de ferrailage et le béton utilisé L'espace et L'enrobage → Reinforcement to be Designed → ok

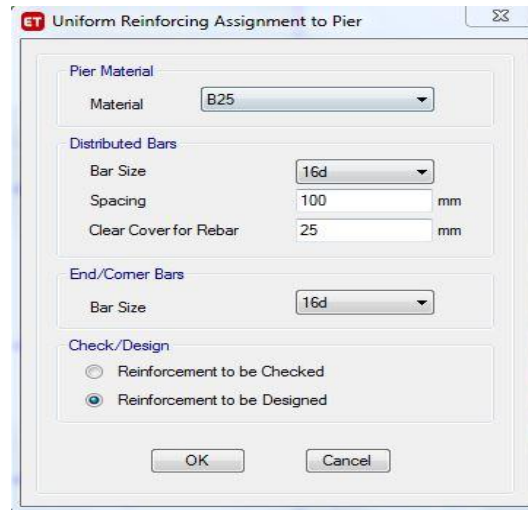


Figure IV. 4 Ferrailage des voiles

➤ Pour vérifier que nos voiles sont correctement ferrillés :

→ On sélection le voile → Design → Shear wall design → on choisit le voile que l'on veut apercevoir et on clique sur Modify show Pier section

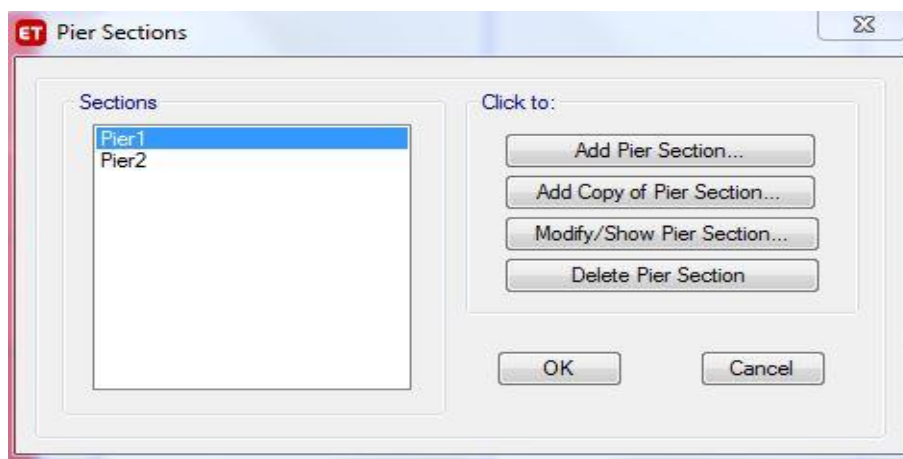


Figure IV. 5 : Vérification du Ferrailage

Résultat de ferrailage des voiles en extrémités :

Première variante :

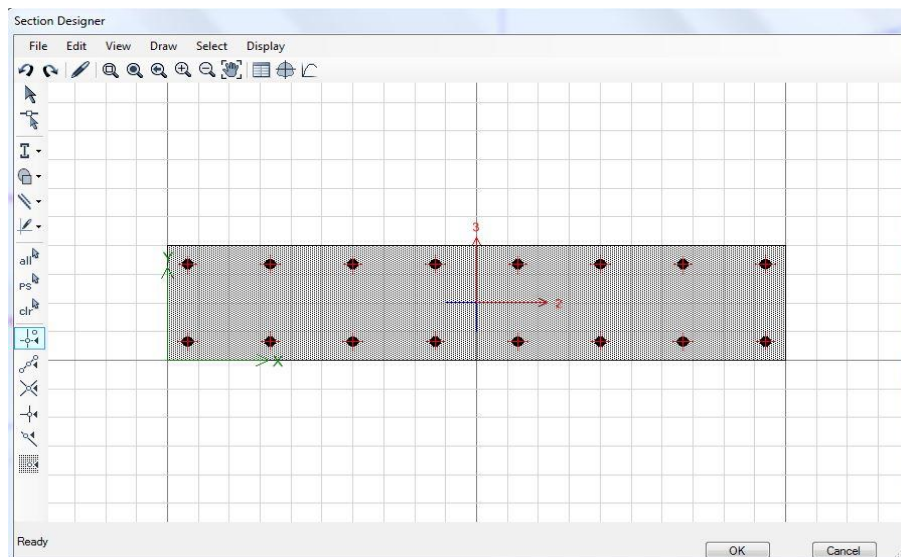


Figure IV. 6 : Aperçu de la section de ferrillage du voile continue

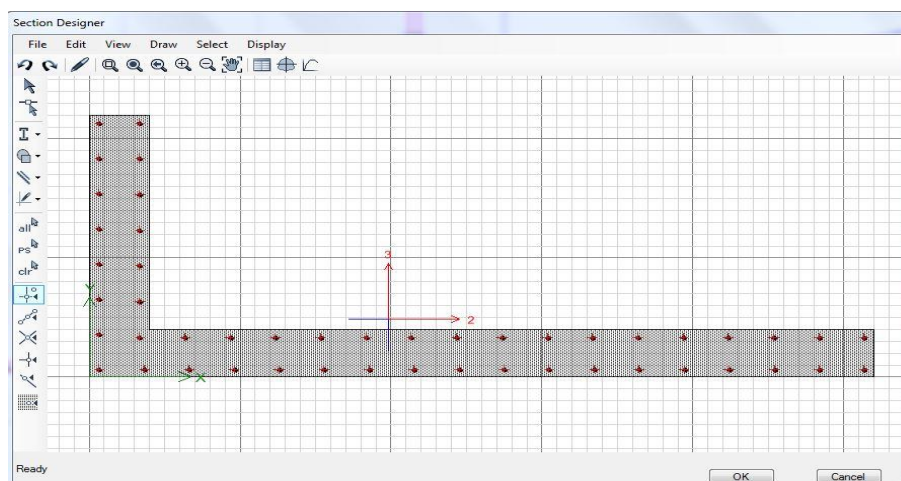


Figure IV. 7: Section de ferrillages du voile en L

IV.3. Définition du chargement non linéaire de l'analyse push over

L'Analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible analyse en mode « Déplacement contrôlé »

En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de La structure [17]

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE PUSH OVER

IV.3.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires (Push Gravitaire) :

Pour cela on clique sur : **Define** → **Load Cases /Add New Casse**

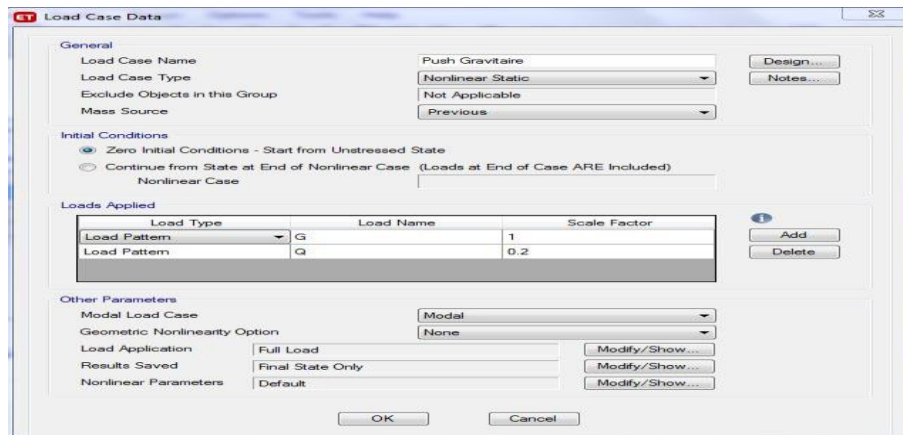


Figure IV. 8 : Définition de la Charge gravitaire

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003[15] pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q).

IV.3.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales (Push XX -YY).

Maintenant que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse Push-over sous charges horizontales

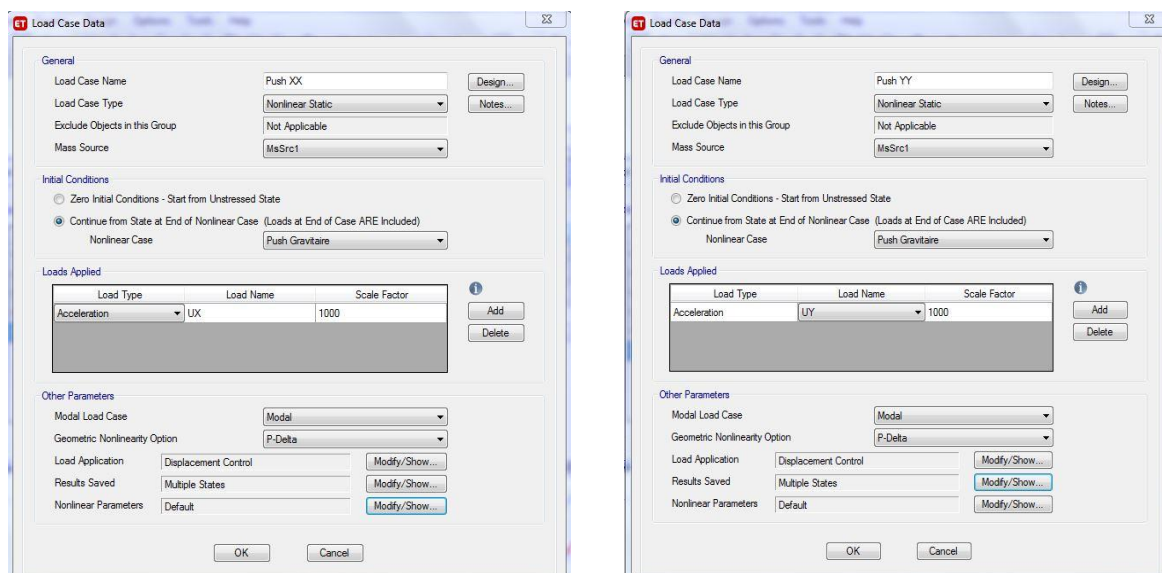
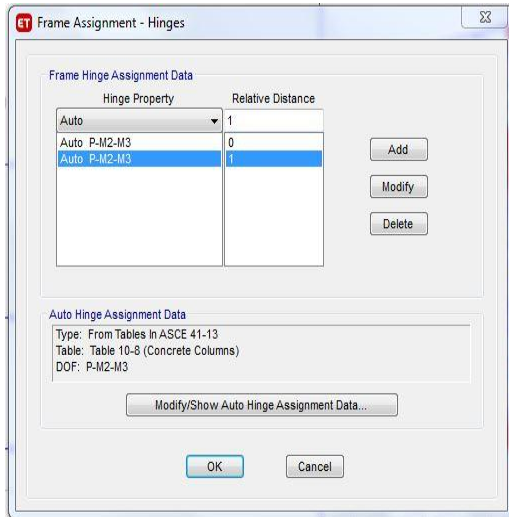


Figure IV. 9: Définition des charges horizontales

IV.4. Définition du comportement non linéaire des éléments

Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier, en dehors de ces zones, le comportement de l'élément est supposé élastique linéaire.

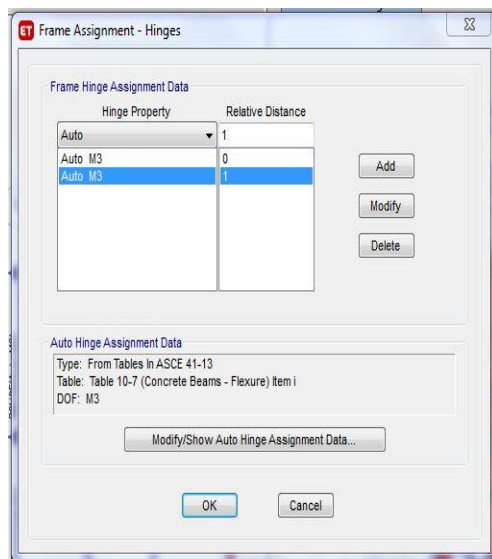
IV.4.1. Introduction des différents type de rotules



IV.4.1.1. Introduction des Rotules pour poteaux

Pour les Poteaux, on introduit des rotules de cisaillement **P-M2-M3** qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment de flexion)

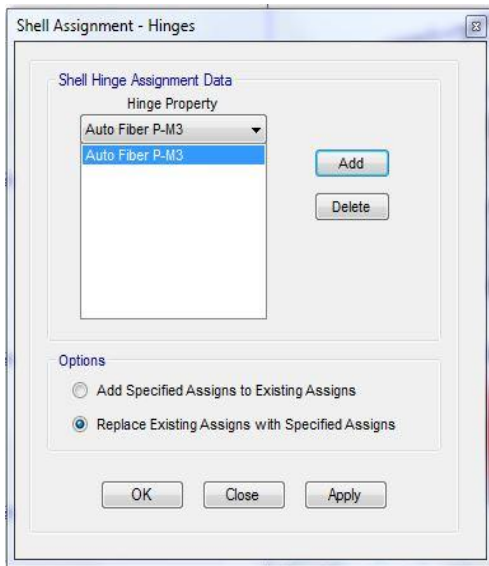
Figure IV. 10: Rotules pour poteaux



IV.4.1.2. Introduction des Rotules pour poutre

Les rotules de flexion **M3** sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres (moment)

Figure IV. 11 Rotules Pour Poutre



IV.4.1.3. Introduction Rotules pour voiles

Des rotules plastiques de flexion (M3) sont introduites aux extrémités, et une rotule de type P au milieu du voile traduit le comportement en cisaillement du voile

Figure IV. 12: Rotules pour Voiles

- **Remarque importante :** L'utilisation de cette méthode de définition du comportement non linéaire du voile nous permet d'étudier le comportement non linéaire du voile juste dans le domaine élastique

Pour le **domaine plastique** plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile. Deux grandes familles de modélisation par éléments finis existent : la modélisation **raffinée** qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local (ILE2000, Belmouden and Lestuzzi 2007, Dazio et al. 1999, Kotronis et Al 2005..Etc.), et la modélisation **simplifiée** en utilisant des **modèles macroscopiques** (Laborderie(1991,2003), Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc.) [23]

IV.5. Résultats de l'Analyse :

On a fait analyse push over en utilisant ETAPS 2018 dans l'état élastique limite (**voire chapitre II**) avec le règlement ASCE41-13 NSP ou La méthode des coefficients qui est présentée dans les guides américains (ATC-40, FEMA-273, FEMA-356, FEMA-440 et ASCE 41-13). C'est une méthode simplifiée d'estimation du déplacement cible des structure, palliant aux imperfections des procédures graphiques et semi-graphiques de la méthode du spectre de capacité, présenté aussi dans les mêmes guides Américains. De plus, cette méthode des coefficients est implémentée dans les nouvelles versions du logiciel de modélisation Etabs.

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE POSH OVER

Ainsi, une estimation plus précises du déplacement cible (noté point de performance dans la méthode de capacité spectrale) est évaluée. [24]

La détermination du point de performance est faite à partir du logiciel ETABS en Superposant la courbe de capacité au spectre élastique amorti à 5% en suivant la procédure d'ASCE41-13 NSP

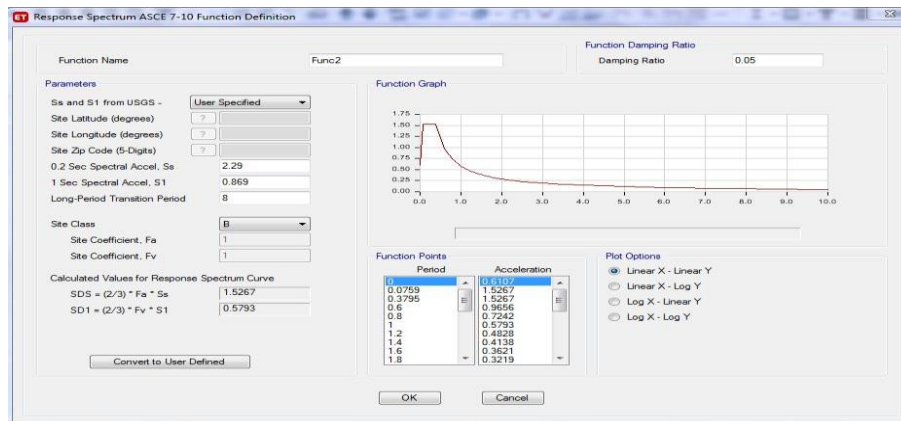


Figure IV. 13 : Spectre élastique amortie a 5%

- L'analyse statique non linéaire (PUSH OVER) est exécutée en cliquant sur :

Analyse → Run Static Non Linear Analysis.

- Pour visualiser le résultat de l'analyse courbe de capacité et différents paramètre au point de performance :

Display → Show Static Pushover Curve

- **Les variantes étudiées sont :**

Variante 1 : Voiles porteurs avec interaction poteaux voiles aux extrémités

Variante 2 : Voiles porteur en L Sans poteaux aux extrémités

Variante 3 : Voile en L seulement sans voiles horizontale

Les critères de comparaisons entre les variantes étudiées :

- Déplacement élastique au point de performances **De**
- Raideur initiale de la structure domaine élastique **Ke**
- Déplacement inter étages maximal (**D_{max}**).
- Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE PUSH OVER

IV.5.1. Analyse non linéaire Push over appliqué à la 1^{er} Variante : Système Interaction

Poteaux voile

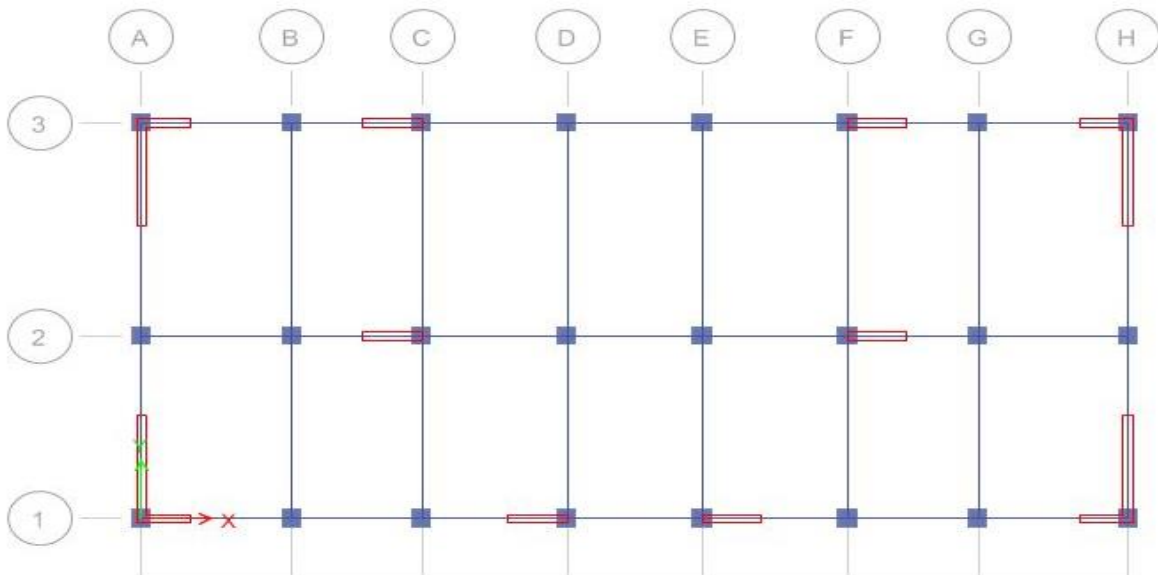
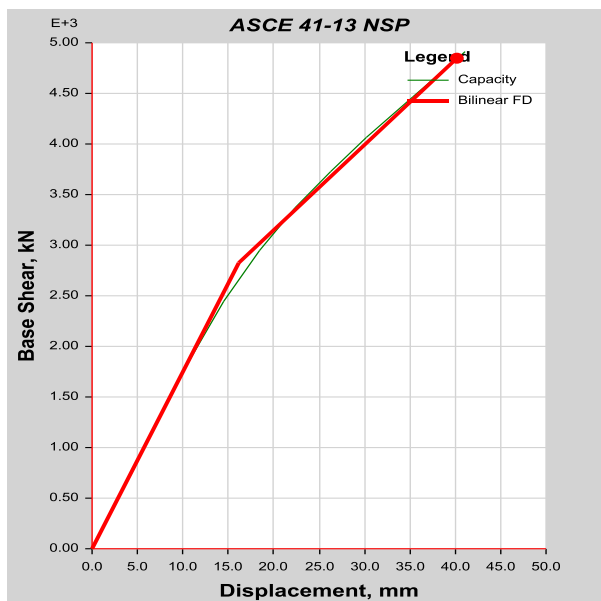


Figure IV. 14 Vue en Plan de la 1er Variante

IV.5.1.1. Push XX

A) Courbe de capacités (XX)



Target Displacement Results	
Displ. (mm)	40.152
Shear (kN)	4845.5441
Calculated Parameters	
C0	1.329415
C1	1.156737
C2	1.020304
Sa, g	0.564176
Te (sec)	0.429
Ki (kN/m)	174382.59
Ke (kN/m)	174382.59
Ti (sec)	0.429
Alpha	0.483214
uStrength	2.727219
Dy (mm)	16.225
Vy (kN)	2829.387
Weight (kN)	13677.2193
Cm	1

Figure IV. 15 : Courbe de capacité V1 XX

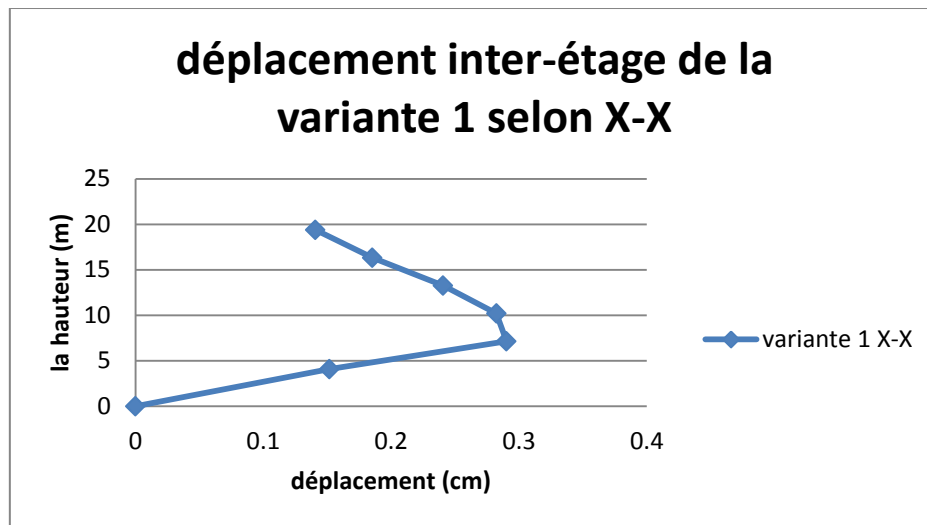
Le résultat de la première variante selon Le sens XX :

$$\underline{De = 40.152 \text{ mm}}$$

$$\underline{V_{base} = 4845.5411 \text{ KN}}$$

$$\underline{Ke = 174382.59 \text{ KN/m}}$$

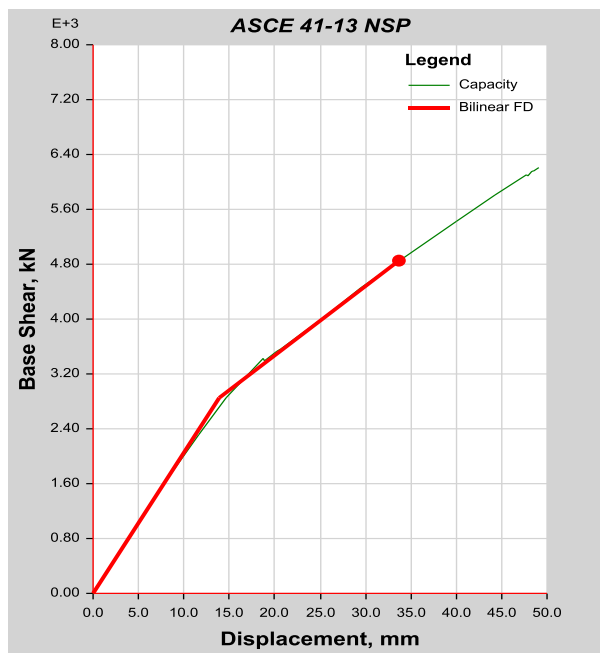
B) Déplacements inter étages (XX)



$$\Delta X_{(x)} \max = 0.2902 \text{ cm au de 1}^{\text{er}} \text{ étage}$$

IV.5.1.2. Push YY

A) Courbe de capacités



Target Displacement Results	
Displ. (mm)	33.748
Shear (kN)	4843.9605
Calculated Parameters	
C0	1.381214
C1	1.198972
C2	1.025434
Sa, g	0.564176
Te (sec)	0.378
Ki (kN/m)	204879.726
Ke (kN/m)	204879.726
Ti (sec)	0.378
Alpha	0.490196
uStrength	2.704345
Dy (mm)	13.927
Vy (kN)	2853.3177
Weight (kN)	13677.2193
Cm	1

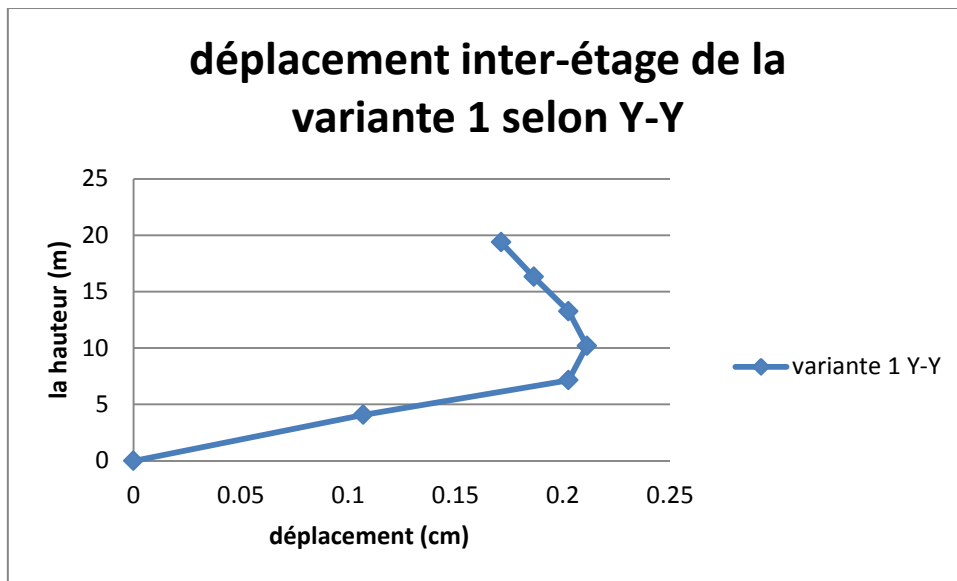
Figure IV. 16 : courbe de capacité Variante 1 Sens XX

$$\underline{D_e = 33.748 \text{ mm}}$$

$$\underline{V_{\text{base}} = 4843.9605 \text{ KN}}$$

$$\underline{K_{eY} = 204879.726 \text{ KN/m}}$$

B) Déplacements inter étages (YY)



$$\Delta X_{(y) \max} = 0.2113 \text{cm au } 1^{\text{eme}} \text{ étage.}$$

IV.5.2. Analyse non linéaire Push over appliqué à la 2^{ème} Variante : Voiles en L Sans poteaux aux Extrémités

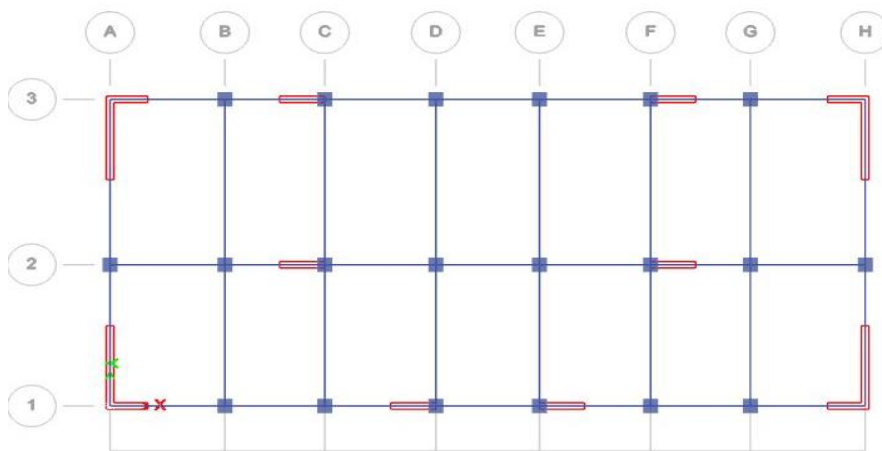


Figure IV. 17 Vue en plan de la 2^{ème} Variante

IV.5.2.1.Push XX

A) Courbe de capacités (XX)

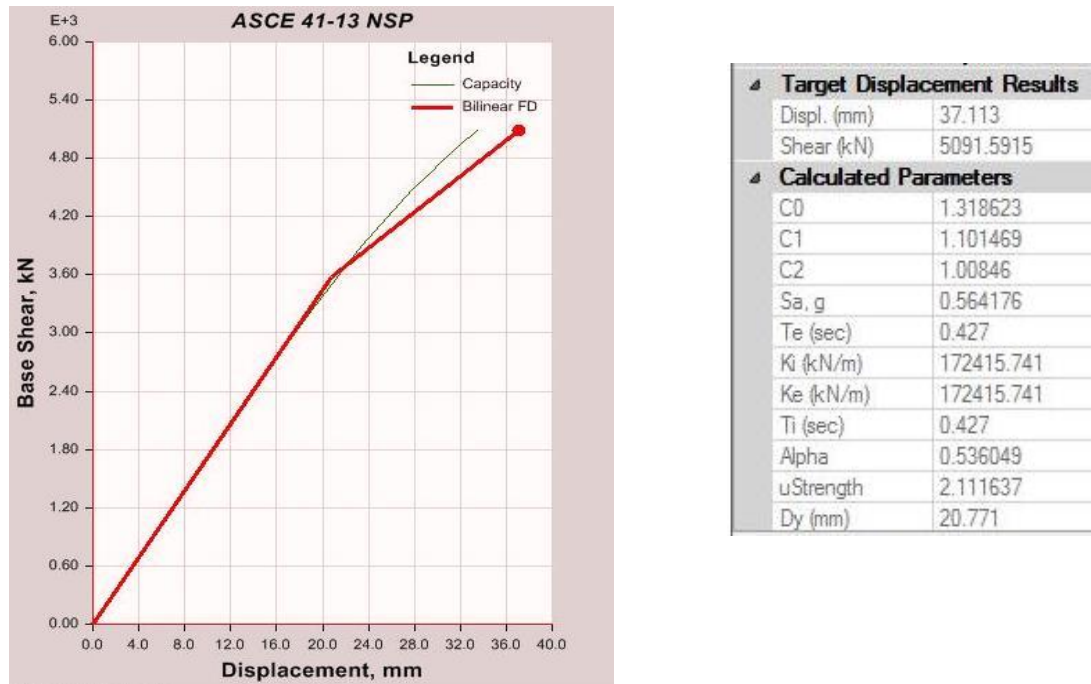
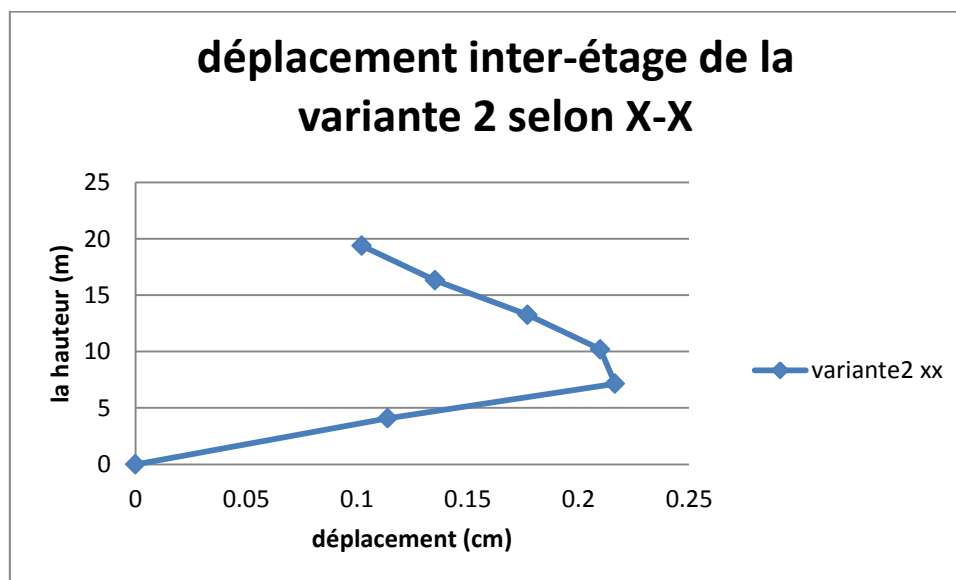


Figure IV. 18: Courbe de capacité Variante 2 sens XX

De = 37.133 mm V_{base} = 5091.59 KN Ke_x = 172415.741 KN/m

B) Déplacements inter étages (XX) VARIANTE 2



$\Delta X_{(x) \max} = 0.2099 \text{ cm au } 1^{\text{er}} \text{ étage}$

IV.5.2.2. Push YY

A) Courbe de capacité :

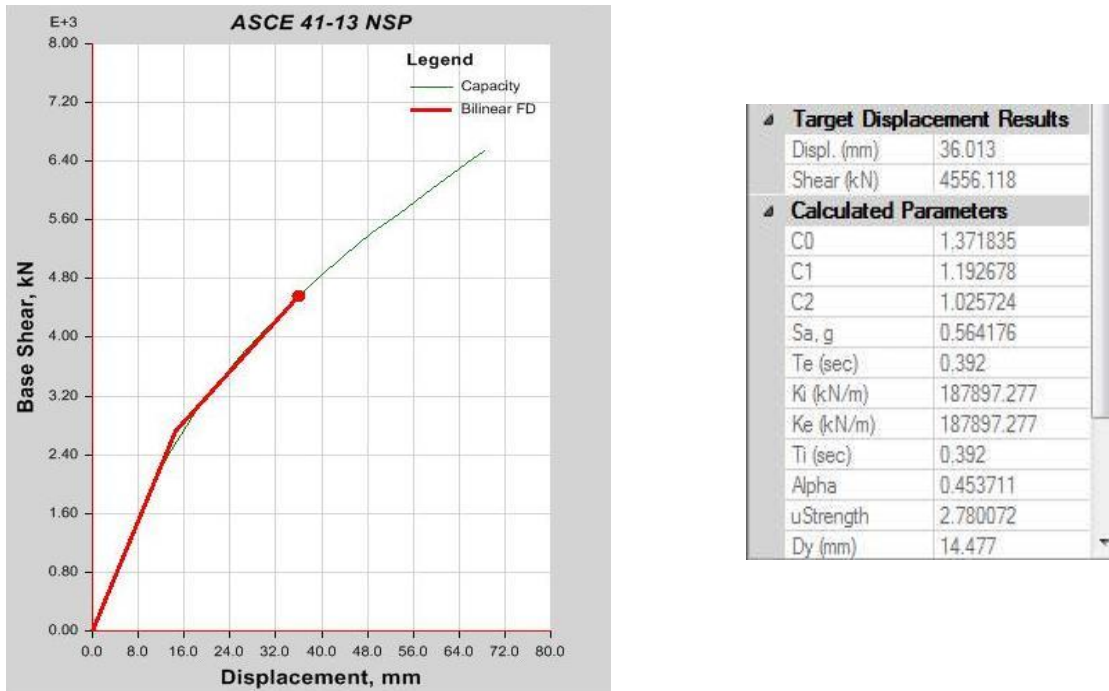
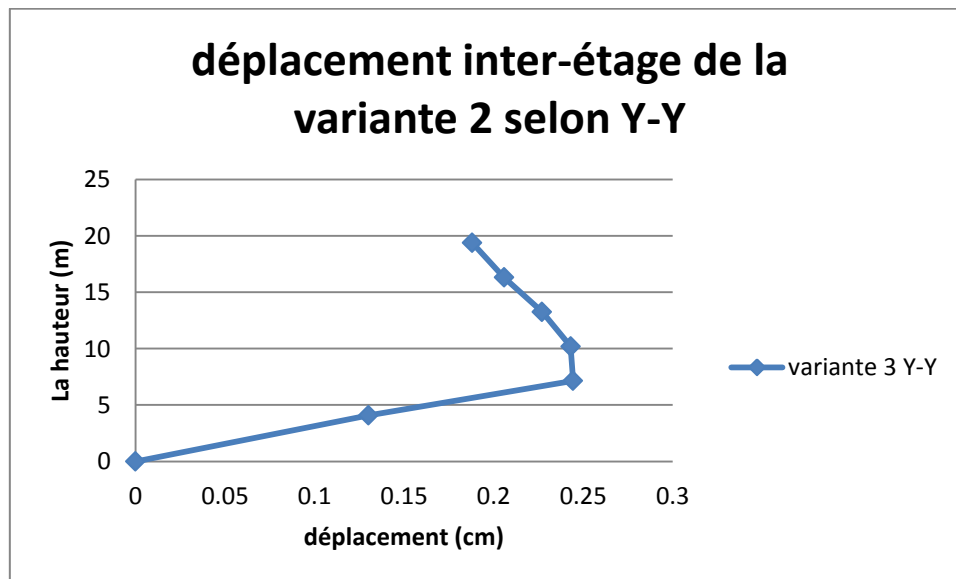


Figure IV. 19 : Courbe de capacité Variante 2 sens XX

$$\underline{De_{(v)}} = 36.01\text{mm} \quad \underline{V_{base}} = 4556.188 \text{ KN} \quad \underline{Ke_y} = 187897.277 \text{ KN/m}$$

A) Déplacements inter étages (YY)



$$\Delta X_{(y) \max} = 0.2443 \text{ au } 1^{\text{er}} \text{ étage}$$

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE POSH OVER

IV.5.3. Analyse non linéaire Troisième Variante : Voile en L seulement sans voiles horizontales

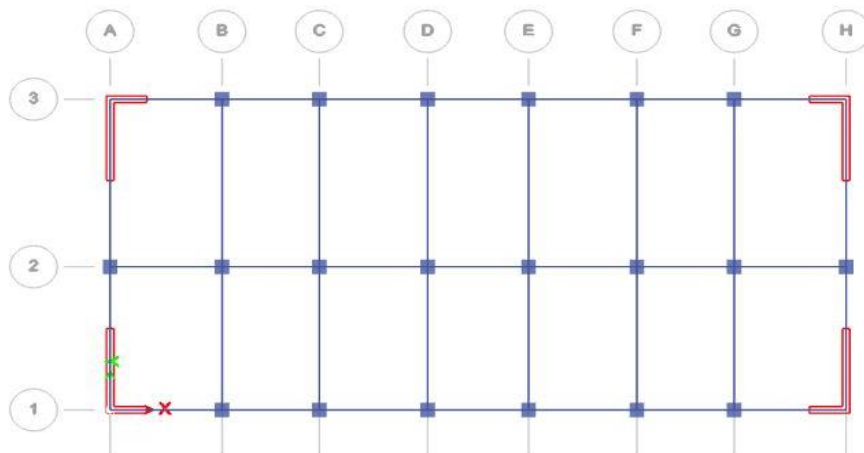
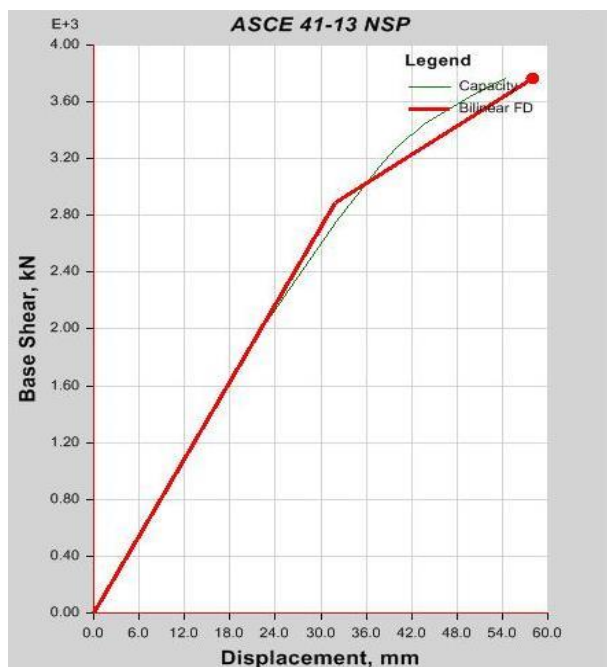


Figure IV. 20 Vue en plan de la 3ème variante

IV.5.3.1.Push XX

A) Courbe de capacités (XX)

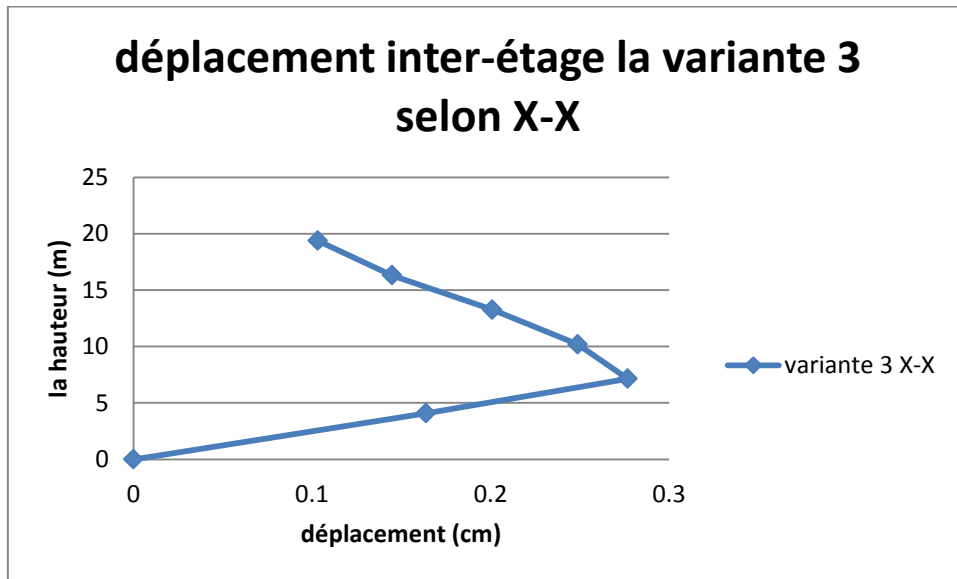


4 Target Displacement Results	
Displ. (mm)	58.038
Shear (kN)	3769.2454
4 Calculated Parameters	
C0	1.257427
C1	1.058888
C2	1.005411
Sa, g	0.506122
Te (sec)	0.589
Ki (kN/m)	92178.218
Ke (kN/m)	90624.7
Ti (sec)	0.584
Alpha	0.371016
uStrength	2.225156
Dy (mm)	31.891

Figure IV. 21 : Courbe de capacité Variante 3 sens XX

$$\underline{D_e = 58.03 \text{ mm}} \quad \underline{V_{\text{base}} = 3769.2454 \text{ KN}} \quad \underline{K_e = 90624.7 \text{ KN/m}}$$

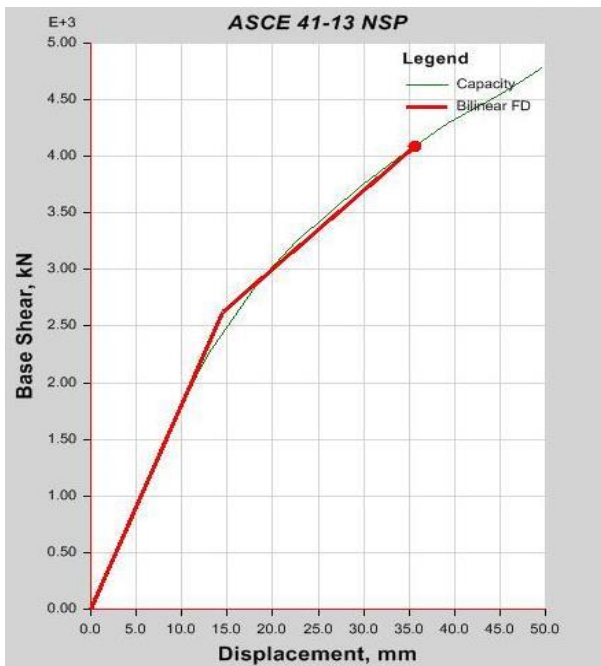
B) Déplacements inter étages (XX)



$\Delta X_{(x) \max} = 0.2768 \text{ cm}$ au premier étage

IV.5.3.2. Push YY

A) Courbe de capacité



Target Displacement Results	
Displ. (mm)	35.582
Shear (kN)	4084.5004
Calculated Parameters	
C0	1.368732
C1	1.188028
C2	1.02438
Sa, g	0.564176
Te (sec)	0.391
Ki (kN/m)	180476.705
Ke (kN/m)	180476.705
Ti (sec)	0.391
Alpha	0.384104
uStrength	2.72885
Dy (mm)	14.556

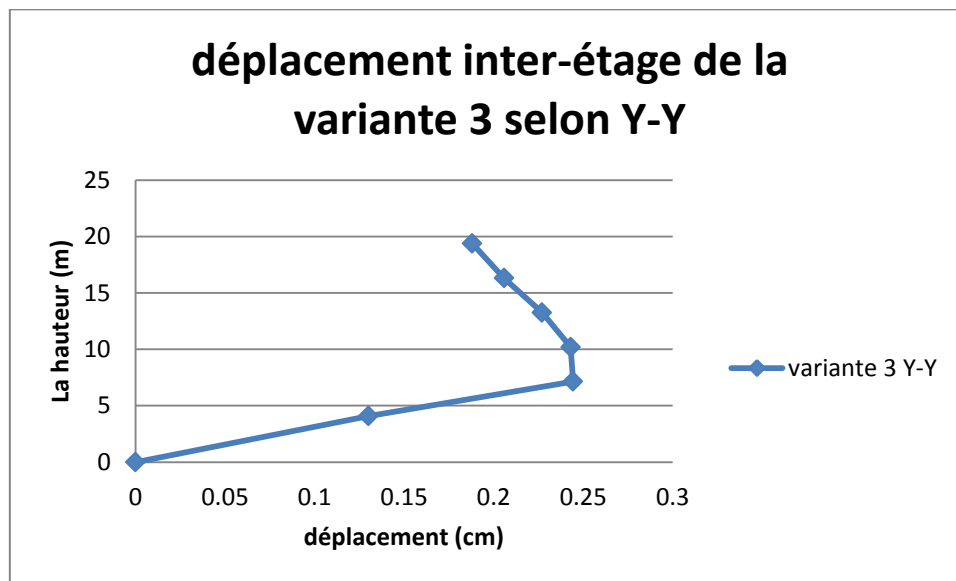
Figure IV. 22 : Courbe de capacité Variante 3 sens YY

De = 35.52 mm

V_{base} = 4048.5004 KN

Ke = 180476.705 KN/m

A) Déplacements inter étages (YY)



$$\Delta X_{(x) \max} = 0.2443 \text{ cm au } 1^{\text{er}} \text{ étage}$$

IV.6. Récapitulation et interprétation des résultats

Après avoir montrés les défirrent résultat de l'analyse on passe à l'interprétation des résultats obtenus

IV.6.1. Point de performance

En utilisant la procédure B définie dans le règlement ASCE41-13 NSP, nous déterminons les points de performance des trois variantes étudiées, selon les deux sens XX et YY les résultats sont schématisés dans l'histogramme suivant :

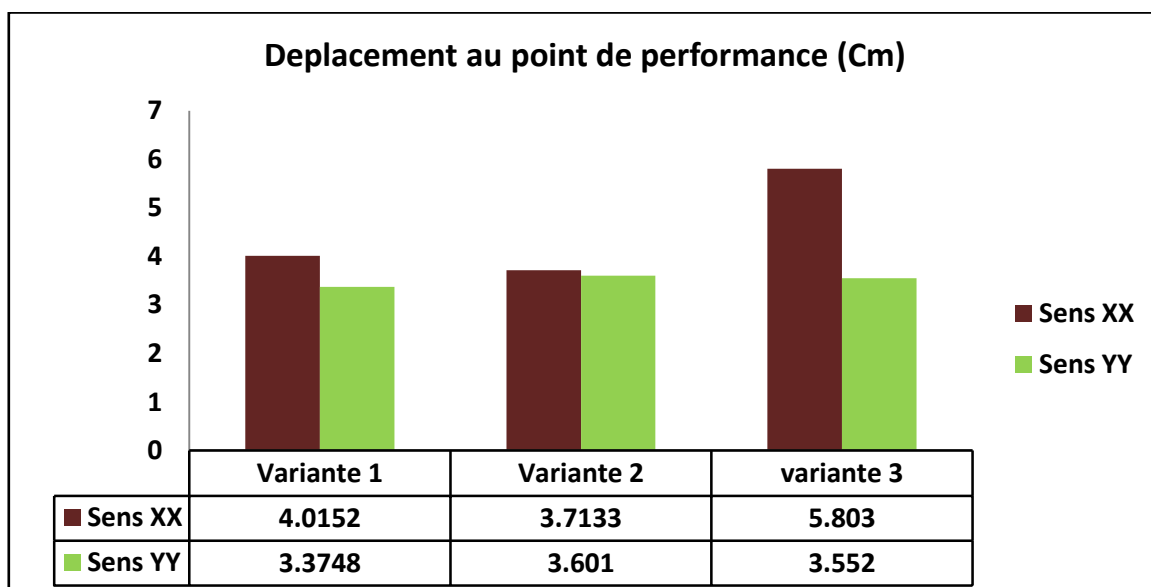


Figure IV. 23 : Déplacement élastique des trois variantes selon les deux sens

Commentaire :

D'après les résultats obtenus on remarque que le déplacement au point de Performance maximum est enregistré au niveau de la **3eme variante** sur le sens XX avec une valeur de **5.803 cm** et de **3.552 cm** selon YY cela est dû à la suppression des voiles horizontaux ce qui provoque l'assouplissement de la structure

Elle est suivie par la **Variante 1** soit avec une valeur de **4.0152 cm** et **3.7133 cm**

Pour la **Variante 2** ses déplacements sont moyens

IV.6.2.Raideurs élastique K_e :

L'état élastique limite des structures correspond à un déplacement élastique limite D_y , et un effort tranchant élastique limite V_y , soit une raideur élastique $K_e = (V_y / D_y)$.

Résultats sont schématisés dans l'histogramme suivant :

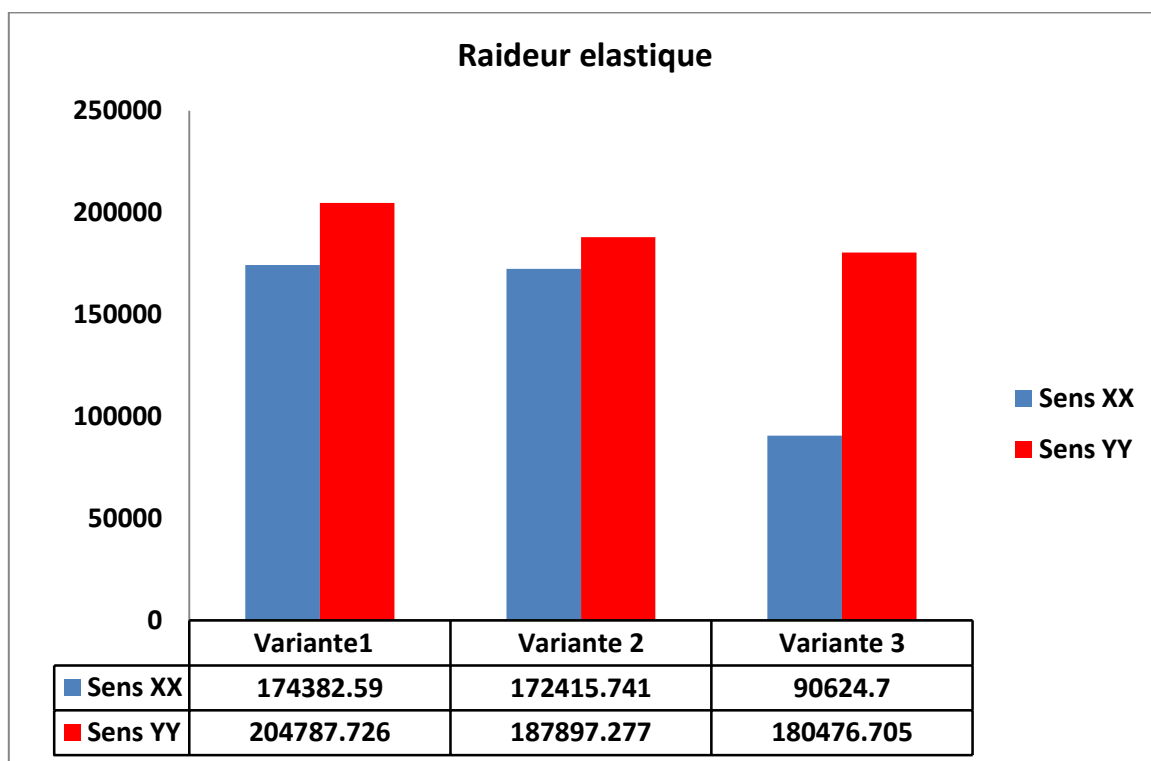


Figure IV. 24 : Raideur initial des trois systèmes de contreventement

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE POSH OVER

Commentaire :

La raideur initiale (K_e) traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique

, **Variante 1** présente une raideur élastique de **1743832.59 KN/m** et **204787.726 KN/m YY**, elle présente la meilleure rigidité par rapport aux autres variantes

La **variante 2** Présente une bonne rigidité avec raideur moyenne **172415.741** selon **XX** et **187897.2277** selon **YY** Sont comportement n'es pas très loin du la **variante 1**

La **variante 3** présente une rigidité très faible au Sens **XX** par rapport à la **variante 1** de la valeur de **90624.7 KN /m** cela est dû à l'absence des voile au sens Horizontal donc la structure est trop souple au Sens **XX**

IV.6.3.Déplacement inter-étages

En utilisant le logiciel **ETAPS**, on obtient les déplacements inter-étages aux points de performance de chacune des neuf variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes

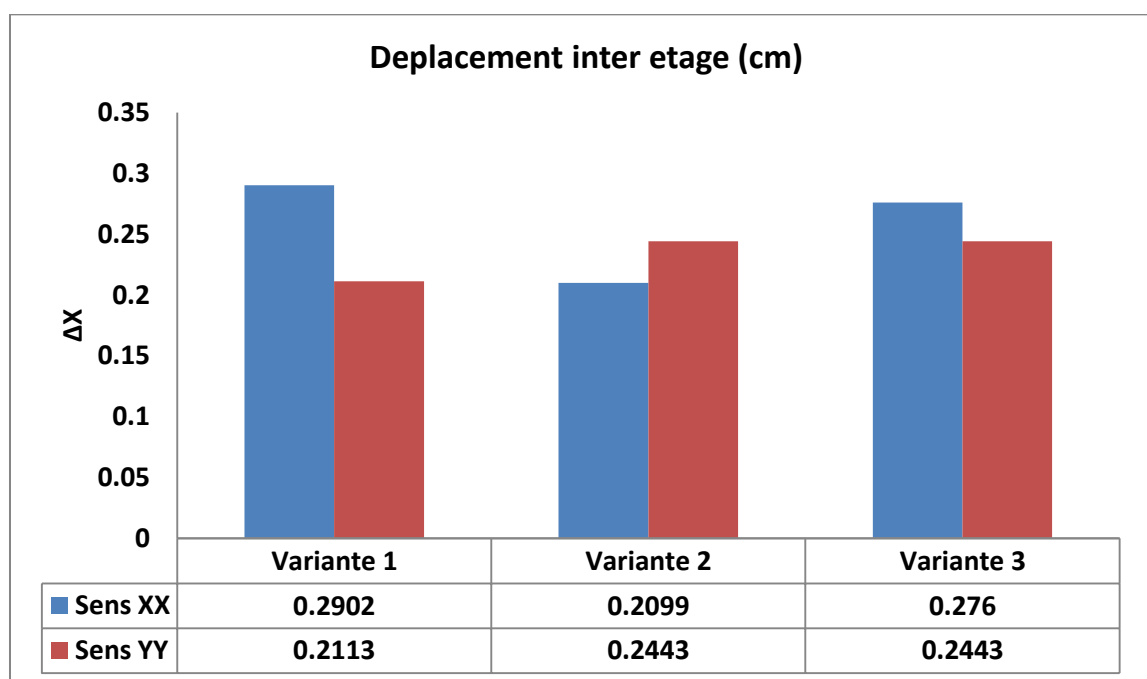


Figure IV. 25 : Déplacement inter-étage au domaine plastique des Trois variantes

Commentaire

En analysant les résultats on remarque que **la variante 1** présente un déplacement légèrement important selon le sens XX $\Delta X_{(x) \max} = 0.2902 \text{ cm}$, Néanmoins, les valeurs des déplacements relatifs maximaux sont assez proches, par conséquent, ce paramètre ne peut être considéré comme un critère de comparaison déterminant.

IV.7. Mécanisme de ruines

Après avoir comparé les résultats obtenus au niveau des différents paramètres de comparaison entre les trois systèmes de contreventement, on n'a constaté que le système (contreventement par interaction poteaux voile) et le système de contreventement avec voiles en L en extrémités présente un comportement non linéaire dans le domaine élastique. Et pour cela, il y a lieu de le choisir et de l'évaluer par rapport au mécanisme de ruine et l'état de dégradation des éléments, ou les résultats sont résumés dans les captures suivantes

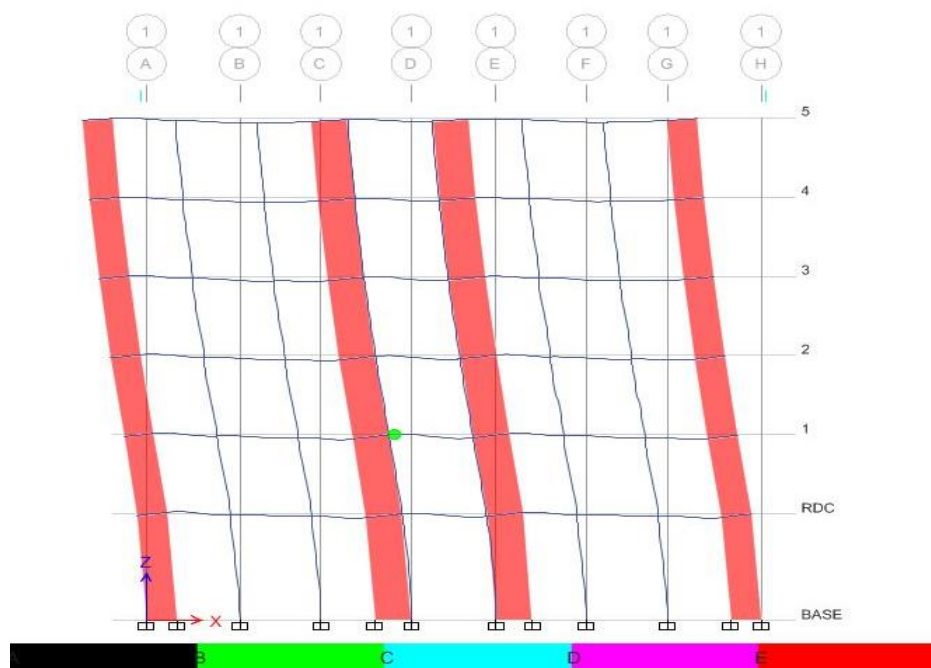


Figure IV. 26 : Début de formation des Rotules au sens XX

CHAPITRE IV : ANALYSE NON LINAIRE POSH OVER

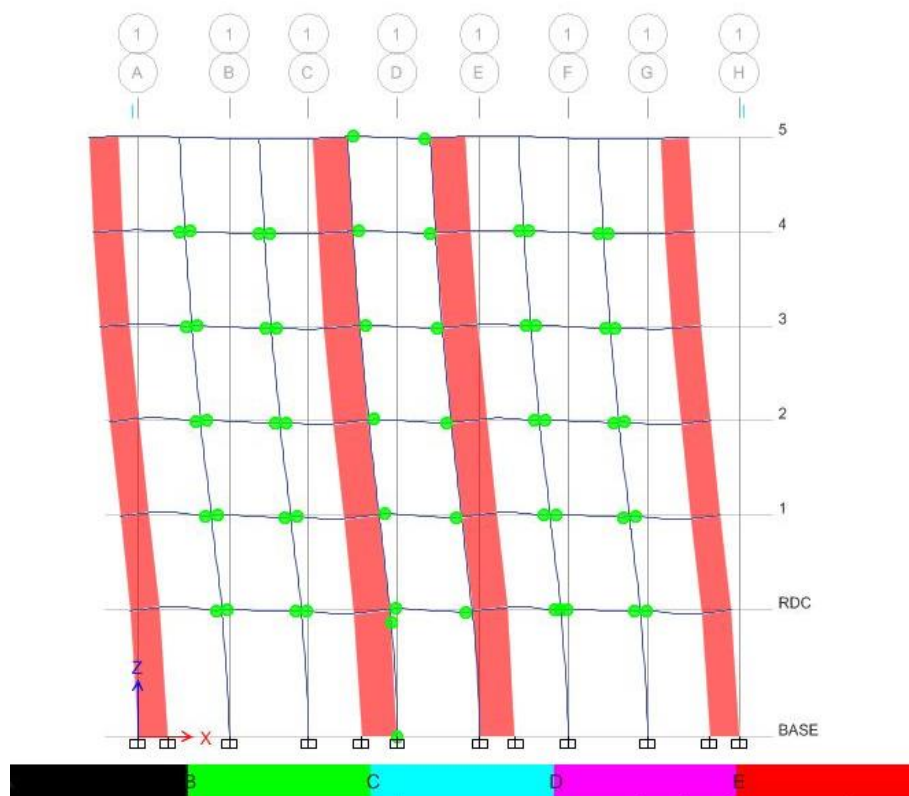


Figure IV. 27 : Progression des rotules au sens XX au point de performance

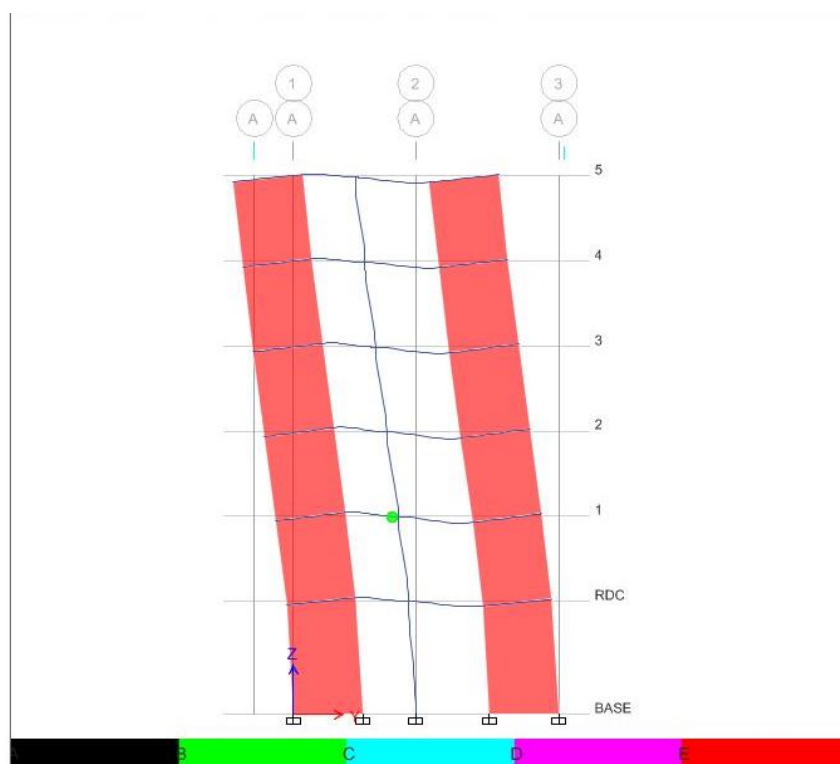


Figure IV. 28 : Début de formation des Rotules au sens

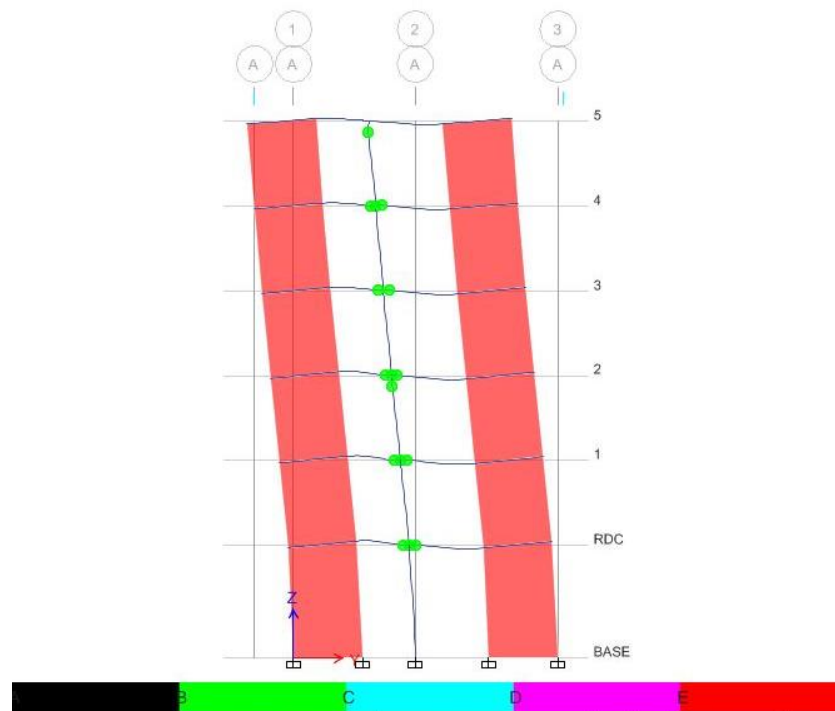


Figure IV. 29 : Progression des rotules au sens XX au point de performance

D'après les figures ci-dessus, on remarque que les premières rotules de type (B-C) se forment au premier étage de la structure puis se propagent au sur les poutres au étages supérieur et au rez de chaussé ou une rotule se forme même sur le poteau les voiles reste rigide jusqu'à atteindre le point de performance élastique ou la structure rentre en endommagement.

IV.8.Conclusion

Après avoir effectué des analyses PUSH OVER sur les trois systèmes de contreventement dans les deux Sens horizontale et vertical et comparés les résultats obtenu

Il s'est révélé que les déplacements inter-étages ainsi que les séquences de formation de rotules plastiques étaient presque similaires pour les neuf variantes étudiées donc ses paramètres ne peuvent être considéré comme des critères de comparaisons déterminants dans le déterminant de la rigidité élastique de la structure dans chaque système de contreventement

On utilisant les paramètres de la raideur initiale et du déplacement élastique on a conclu que :

- **La variante 1** : le système de contreventement par interaction poteau voile Présente la meilleure rigidité sur les deux sens horizontal et verticale avec une grande raideur

initiale et un déplacement minimum au point de performance selon les deux sens donc le Premier système à le meilleur comportement non linéaire dans le domaine élastique.

- **La variante 2** : les voiles en L Présente un bon comportement aussi avec un déplacement au point de performance minimum et une raideur assez grande ce système la structure est assez rigide, ce système peut plus au moins remplacer l'interaction poteaux voile aux extrémités en gardant les voiles horizontales tout de même une étude plus approfondie s'impose
- Par contre la **Variante 3** Présente une très mauvaise rigidité par rapport au sens horizontal (XX) cela est dû à la suppression des voiles horizontales qui provoque un cisaillement.

Ce système de contreventement est catégoriquement déconseillé.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre les séismes sont les plus dévastateurs. Leur apparition brutale et imprévisible donne une plus grande dimension de pertes humaine et matérielle observées. De ce fait la seule prévention valable en zone à risque sismique reste la construction parasismique.

L'analyse **PUSHOVER** est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à l'effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité des structures.

Dans le but d'étudier en pratique la méthode d'analyse statique non linéaire et d'étudier leur performance, une étude d'une structure mixte (poteaux, voile en L) en R+5 a été faite. Une étude d'analyse sismique spectrale a été réalisée en début pour étudier le comportement de la structure dans le domaine linéaire, après une étude dans le domaine non-linéaire a été procédé pour étudier le comportement de la structure lorsqu'en augment le chargement sismique. Les résultats obtenus nous donnent une appréciation sur les dommages prévus et nous montrent les zones critiques qu'il faut renforcer lors de la construction de cette structure.

Alors on a effectué notre recherche sur trois variantes de structures dont la différence est liée au changement de type des voiles pour déterminer leur influence sur le comportement et surtout le déplacement de ses composantes durant une secousse sismique donnée.

Pour atteindre l'objectif qui lui est assignée, ce travail devait être basé sur des analyses linéaires en portique contreventé par des voiles par des différentes variantes, en utilisant la méthode pushover. Pour notre comparaison, certains critères ont été choisis de sorte à avoir un meilleur comportement dynamique, ainsi que des efforts internes les plus réduits possibles. Ainsi, de la comparaison des résultats obtenus de l'analyse linéaire, on peut constater que le système mixte s'avère être le meilleur choix car il représente :

- Pour les structures poteaux voile
 - La meilleure rigidité sur les deux sens horizontal et vertical avec une grande raideur initiale
 - Un déplacement minimum au point de performance selon les deux sens
 - Un meilleur comportement non linéaire dans le domaine élastique.
- Les voiles en L

CONCLUSION GENERALE

- Déplacement au point de performance minimum et une raideur assez grande ce système la structure est assez rigide,
- Ce système peut plus au moins replacer l'interaction poteaux voile aux extrémités en gardant les voiles horizontales tout de même une étude plus approfondie s'impose
- Les voiles horizontales
 - Une très mauvaise rigidité au ses horizontal s'en est dû à la suppression des voiles horizontal
 - Provoque un cisaillement ce système de contreventement est catégoriquement déconseiller.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]. **SMAIL Hakima** « EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE ET DIMENSIONNEMENT DU JOINT SISMIQUE ENTRE DEUX STRUCTURES EN BETON ARME », Mémoire de Master 2, université de Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou département génie civil, option Structure, année universitaire 2018/2019
- [2]. **Choubane Sofiane** « INFLUENCE DE LA MAÇONNERIE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES EN BÉTON ARME ». Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.
- [3]. **Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003**
- [4]. **CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUÉE EN GÉNIE PARASISMIQUE C.G.S.** « DOCUMENT TECHNIQUE RÉGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C.2-48 – RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES RPA 99 / VERSION 2003 ». Alger.
- [5]. **LE SÉISME ET LES BÂTIMENTS**, volume 3, conçu par Mme Patricia Blandier, page 18.
- [6]. **Menasri Youcef.** « Évaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé ». Mémoire de magister en génie civil, Guelma : Université de Guelma, 2009.
- [7]. **Milan zacek.** Conception parasismique : Niveau avant-projet. Villefontaine, les grands Ateliers, septembre 2003.
- [8]. **Cours : Ossatures Bâtiment** (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures Civiles et industrielles - Prof. A. KASSOUL-UHB Chlef
- [9]. **DJAFOUR TARIK, I** « incidence des contreventements sur le comportement dynamique des Bâtiments en approche linéaire », Mémoire master, UMMTO ,2017.
- [10]. **Abdenmour Chekired.** « Évaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique En acier sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires ». Thèse de doctorat en Génie civil, Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [11]. **Tedjditi Ahmed Kamel.** « Évaluation des coefficients de comportement des structures par Une approche semi-globale ». Mémoire master en ingénierie des structures. Tlemcen : Université Abou-Bekr-Belkaid-Tlemcen, 2017.
- [12]. **A. Bouziane, L. Boubegtiten, O. Kada, A. Seghir,** « comportement non Linéaire et capacité sismique des voiles de contreventement en béton Arme », Université A. Mira, Bejaia.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [13] **BELAZOUZ Lynda**, « Influence de la disposition des voiles sur le comportement Dynamique des structures » .Mémoire de magister en génie civil : Université Mouloud MAMMERRI de Tizi Ouzou.
- [14] **Tilmatine Thileli**, «Etude comparative de la performance sismique entre plusieurs Systèmes de contreventement d'une structure en béton armé »
- [15]. **ZALOUK SAMIRA** Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la performance sismique des structures auto-stables élancées en béton armé.
- [16]. **A.El ghoulbzouria -Kissi Benaissab - Zakaria El alamia** « Application de la méthode d'analyse statique non linéaire sur Un bâtiment R+3 », 22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015
- [17].**Drouna karima** « Evaluation des performances parasismiques des portiques en ba renforcés par chemisage en béton arme et par bandage en CFRP» Mémoire de Magistère, Présenté à l'Université de Constantine Département de Génie Civil, Spécialité : Mécanique des Matériaux Sol et Structures année universitaire 2009/2010
- [18].**Hamou Kada- Ramdane Kheireddine** « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover »
- [19]. **SAP 2000**, Detailed tutorial including pushover analysis-June
- [20]. **Euro-code 8** (2004): Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- [21],**M.El Youbia ,A. Khamlichic , O. MOUHAT** « Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 »
- [22] **.LAFI Djamel Eddine** « Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode pushover » institut de génie civil, d'hydraulique et d'architecture département de génie civil, mémoire de magister en génie civil structures, année universitaire 2011/2012
- [23] **BELKHEIR Mohammed Aghiles** « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments » Spécialité: Génie Civil Option: Structures et matériaux UMMTO 2011/2012
- [24] **AZZOUZ Tassadit** « Analyse non linéaire (Méthode Push Over) d'un portique auto-stable à section rectangulaire » Spécialité: Génie Civil Option: Structures UMMTO 2019/2020
- [26] **OUCHENANE Karima** « Application de La méthode d'analyse statique non-linéaire (Pushover) sur un bâtiment R+3 » Université L'Arbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi 2017/2018

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE
