



République Algérienne Démocratique 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

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie civil

Option : STUCTURES ET MATERIAUX

Thème

*« Influence de la disposition des voiles sur le comportement
dynamique des structures »*

Présenté par :

BELAZOUZ Lynda

Devant le jury d'examen suivant :

Mr. KACI Salah	PROFESSEUR	UMMTO	Président
Mr. BOUAFIA Youcef	PROFESSEUR	UMMTO	Rapporteur
Mr. KACHI Mohand said	PROFESSEUR	UMMTO	Examineur
Mr. SAAD Mohammed	M.C.A	UMMTO	Examineur

Soutenu le 31/ 01/2016

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont en premier lieu à DIEU le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail dans les meilleures conditions.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur **Mr BOUAFIA Youcef** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail. Pour sa disponibilité sans faille, ses précieux conseils, orientations brillantes et motivations.*

Pour réaliser ce travail, plusieurs personnes nous ont assistés, chacune à sa manière. Il est opportun, à cette occasion, de leur réitérer nos remerciements.

*J'adresse mes plus chaleureux remerciements à **M^{me} SMAHI**, enseignante à l'UMM.TO, pour leur aide, disponibilité, soutien, conseils et ses précieuses orientations, et **Mer NEKMOUCHE**; étudiant en doctorat de l'université de Bejaia.*

Je tiens à remercier chaleureusement tous les enseignants de la faculté de génie civil, qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, qui m'ont beaucoup facilité ma recherche bibliographique, et tous ceux qui ont contribués aussi bien de près que de loin à ma formation trouvent ma profonde reconnaissance.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, et qui me fera le plaisir d'apprécier.

Je tiens à dédier ce travail à toute ma famille.

RESUME

Il s'agit d'étudier le comportement des bâtiments comportant des voiles en béton armé vis-à-vis des sollicitations dynamiques. L'analyse dynamique est effectuée à l'aide du logiciel SAP2000V14. Le paramètre principal de l'étude va concerner la disposition des voiles dans les structures courantes. Les courbes de comportement dynamique sont comparées selon la disposition de ces voiles et servent à faire des propositions d'ordres pratiques pour le concepteur. Elles sont ensuite transformées en déplacements spectraux par application de la méthode Push-over.

MOTS CLES :

Structures mixtes – Push-over – Les courbes de capacité - Béton armé-les contraintes.

ABSTRACT

This is study the behavior of buildings with reinforced concrete walls vis-à-vis the dynamic stresses. Dynamic analysis will be performed using the SAP2000V14 software. The primary endpoint of the study will involve the disposal of the sails in the structures courantes.les dynamic behavior curves are compared according to the disposition of these sails and used to make proposals for practical orders for designer .They will then be transformed into spectral shifts by applying the push-over method.

KEYWORDS

Mixed structures - Pushover - The capacity curves - reinforced concrete - constraints.

Sommaire

Introduction générale

I.1. Introduction générale.....	1
I.2. Objectif du mémoire	2
I.3. Plan de travail	2

Chapitre I : Recherche bibliographique

I.1.Introduction	4
I.2. Les plus gros séismes dans le monde depuis 1900	4
I.3. Qu'est ce qui fait de l'Algérie un pays à forte sismicité ?	4
I.4- La vulnérabilité sismique des structures.....	6
I.4. 1-Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.....	7
I. 4.2-Les méthodes évaluation sismique à grand échelle	7
I.4.3 - Les méthodes évaluation sismique à une échelle réduit.....	7
I.5 -Sécurité parasismique des structures en béton armé.....	7
I.5.1.Les méthodes linéaires.....	8
I.5.2-Méthodes d'analyse non linéaire.....	9
I.6. Le séisme et les constructions en béton armé.....	10
I.7. La protection sismique des nouveaux bâtiments	12
I.8. Comportement des voiles en béton armé.....	17
I.8.1.Introduction.....	17
I.8.2.Modes de rupture des voiles	19
I.8.2.1. Modes de rupture des voiles élancés.....	19
I.8.2.2. Modes de rupture des voiles courtes.....	22
I.8.3. Quelques principes de dimensionnement.....	23

Chapitre II. Analyse statique non linéaire des structures en béton armé « Push-over »

II.1. Introduction.....	25
II.2. Conception fondamentaux d'une analyse push-over	25
II.2.1.Description de l'analyse push-over	25
II.2.2.But de l'analyse de push-over.....	27
II.2.3. Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système 1DDL	27
II.3. Distribution de la force latérale.....	29
II.4. Le déplacement cible	29
II.5.La Courbe de capacité.....	30
II.6. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.....	31
II.7.Point de performance	32
II.8. Lois de comportement des matériaux béton –acier	34
II.8.1. Modèle de Mander du béton non confiné	34
II.8.2. Modèle de l'acier	37

II.8.3.Modèle de Mander du béton confiné.....	38
---	----

Chapitre IV. Présentation des structures étudiées.

III.1.Introduction	40
III.2- Description de la structure	40
III.2.1-La géométrie de la structure	40
III.2.2-Etude de la régularité du bâtiment	42
III.3-Caractéristiques des matériaux	43
III.3.1-Béton.....	43
III.3.2-Acier	43
III.4-Choix des dispositions de voiles à étudier.....	44
III.4.1 -Exemple d'application (la variante N°1).....	46
III.4.2- Dimensionnement de la structure.....	46
III.4.3. Détermination la charge latérale à partir Le code R.P.A.99 v2003	47
III.4.4.Vérification comportement dynamique de la structure.....	48
III.4.5. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003.....	48
III.4.6. Vérification Art 4.3.6 RPA 2003.....	49
III.4.7. Vérification Art 5.10 RPA 2003.....	49
III.4.8. Les contraintes dans les voiles	50
III.5. Étude de capacité du bâtiment étudié.....	53
III.5.1. Les lois de comportement non linéaire.....	53
III.5.2. La loi Force –Déplacement généralisé associée aux poutres et poteaux	53
III.5.3. Niveaux de performance de la structure.....	54
III.5.3.1. Introduction des rotules plastique aux poutres et des poteaux.....	55
III.5.3.2. Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	56
III.5.3.3. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales	57
III.5.3.4. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité	57
III.5.4. Les résultats de l'analyse statique non linéaire Push over.....	58
III.5.4.1. Courbe de capacité	59
III.5.4.2. Formation des rotules plastiques	60
III.5.4.3. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd).....	62
III.5.4.4. Déplacement inter-étage	63
III.5.4.5.Les contraintes des voiles.....	63

Chapitre V. Discussion des résultats des différentes dispositions des voiles.

IV.1. Introduction	66
IV.2.Les courbes de capacité	66
IV.3.Le point de performance du système équivalent (Sa-Sd).....	69
IV.4. Déplacement inter-étage.....	70
IV.5. Mécanisme de ruine.....	71
IV.6. Développement des contraintes.....	74

Chapitre VI. Conclusion

Conclusion générale.....	79
Perspective	80

La liste des tableaux

<i>Tableau III.1: Vérification du comportement dynamique de la variante 1.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau III.2: Vérification les déplacements latéraux des étages.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau III.3. Les contraintes normales et de cisaillement à la jonction (voile-poutre).....</i>	<i>50</i>
<i>Tableau IV.1.a. Caractéristiques générales des quatre variantes à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance dans la direction (xx)</i>	<i>67</i>
<i>Tableau IV.1.b. Caractéristiques générales des quatre variantes à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance dans la direction (xx)</i>	<i>68</i>
<i>Tableau IV.2: Points de performance des variantes étudiées.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau. IV.3.a. les déplacements inter-étages des quatre variantes selon le sens xx.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau. IV.3.b. Les déplacements inter-étages des quatre variantes selon le sens yy.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau IV.4.a : Les efforts sismiques repris par les voiles des quatre variantes dans le sensx75</i>	<i>75</i>
<i>Tableau IV.4.b : Les efforts sismiques repris par les voiles des quatre variantes dans le sensy75</i>	<i>75</i>

La liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Les plus grands séismes du monde	4
Figure I.2 : Schéma illustrant le mécanisme conduisant au séisme	5
Figure I.3: Diagramme de Capacité (Push over).....	9
Figure I.4 : Différents types de ruines de constructions face aux séismes.....	12
Figure I.5 : Dissymétrie architecturale	13
Figure I.6. La déformation des bâtiments avec des ailes.....	13
Figure I.7 (a, b). Ecrasement d'un rez-de-chaussée " souple "	14
Figure I.8. Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau.....	15
Figure I.9. Dimensionner en capacité pour obtenir une structure porteuse ductile	16
Figure I.10. Disposition des éléments de contreventement	16
Figure I.11: Dégradation du bâtiment au niveau de la zone critique.....	18
Figure I.12. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	19
Figure I.13. Modes de rupture des voiles élancés	21
Figure I.14: Modes de rupture des voiles courts	22

Chapitre II

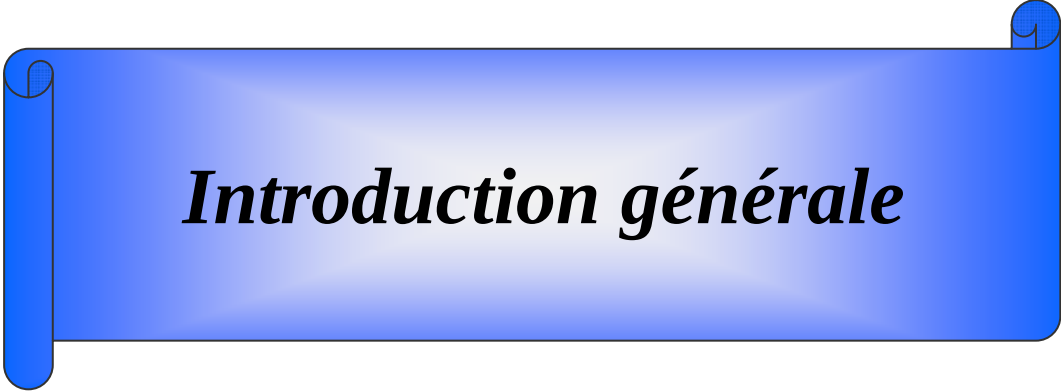
Figure II.1 : la signification physique de la courbe Push over.....	26
Figure II.2. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité.....	26
Figure II.3. Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté	27
Figure II.4. Courbe de capacité du système équivalent à 1DDL	28
Figure II.5. Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 273.....	29
Figure II.6. La courbe de capacité (Push over).....	30
Figure II.7: Conversion des spectres (DEMAND).....	31
Figure II.8 : Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité.....	32
Figure II.9: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.....	33
Figure II.10. Détermination de la courbe de capacité.....	34
Figure II.11. Le choix du modèle d'endommagement de béton (SAP2000V14).....	35
Figure II.12. La courbe de contrainte déformation (σ - ϵ) du béton non confiné (modèle de Mander donné par Sap2000v14).....	36
Figure II.13. La courbe de contrainte déformation (σ - ϵ) du acier (modèle simplifié donné par Sap2000v14)	37
Figure II.14. Ferrailage d'un voile.....	38
Figure II.15. La courbe de contrainte déformation (σ - ϵ) du béton confiné (modèle de Mander donné par Sap2000v14).....	39

Chapitre III

Figure III.1 : la géométrie en plan et en élévation de la structure.....	41
Figure III.2 : Limites des décrochements en plan	42
Figure II.3. Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.....	34
Figure II.4. Diagramme contrainte-déformation du béton armé.....	44
Figure III.5 : les dispositions des voiles (les variantes).....	45
Figure III.6 : La configuration en plan de la variante N°1.....	46
Figure III.7. Dimensionnement des poteaux et des poutres.....	47
Figure III.8. Les contraintes normales σ_{22} dans les voiles à ELU et ELS	50
Figure III.9. Les contraintes de cisaillement σ_{12} dans les voiles à ELU et ELS.....	51
Figure III.10. Ferrailages des éléments (poteaux, poutres, et voiles)	52
Figure III.11. La loi Force –Déplacement non linéaire idéalisée pour les (pout et pot).....	53
Figure III.12 La loi de comportement et niveaux des dommages.....	54
Figure III.13 .Introduction des rotules plastique dans les poutres.....	55
Figure III.14. Les propriétés des rotules plastiques M3 (flexion).....	55
Figure III.15. Introduction des rotules plastique dans les poteaux.....	56
Figure III.16. Définition de la charge gravitaires non linéaire	56
Figure III.17. Définition de la charge horizontale non linéaire	57
Figure III.18. La courbe de capacité (sens xx et yy).....	58
Figure III.19.(a.b) Courbe de capacité du bâtiment N°1 sous push xx et yy.....	59
Figure III.20. . Apparition des rotules plastiques dans le bâtiment sous push xx et yy.....	61
Figure III.21 : Point de performance du système équivalent dans le sens xx et yy.....	62
Figure III.22. Déplacement inter-étage.....	63
Figure III.23: Développement des contraintes dans les voiles	64
Figure.III.24: les contraintes maximums dans les voiles sous push-over	64

Chapitre IV

Figure. IV.1.a. Comparaison les courbes de capacité des 5 variantes dans le sens xx	66
Figure IV.1.b. Comparaison les courbes de capacité des 5 variantes dans le sens yy	67
Figure IV.2. Mécanisme de ruine des variantes 1 et 2 sous push xx et yy.....	73
Figure. IV.3.a. Les courbes chargement- contrainte des 5 variantes dans le sens xx et yy	76



Introduction générale

1. Introduction générale

Dans la famille des risques naturels, les séismes occupent un problème d'actualité provoquant plus souvent systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...), et de nombre de victimes et de blessés. C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.

Le bon fonctionnement des ouvrages et des structures est devenu un souci permanent des constructeurs et des chercheurs du domaine des constructions et de génie civil. A l'état actuel, les considérations d'adaptation au service et de durabilité ont une importance particulière.

Les structures en béton armé sont généralement modélisées et calculées comme si elles étaient homogènes et isotropes dont la réponse globale peut être considérée comme acceptable par rapport à la réponse réelle. En principe, la géométrie de ce type de structure nécessite une réponse structurale en fonction des caractéristiques mécaniques et des lois constitutives des matériaux ; béton et acier ; Et la manière dont oscillent les bâtiments exposés à un séisme dépend aussi de l'architecture du système porteur, qui est étroitement lié à la forme du bâtiment, à **la disposition des éléments lourds et rigides** comme les murs ou autres éléments participant au contreventement.

Dans cette étude, nous nous intéressons particulièrement aux ouvrages ayant comme principaux éléments de résistance des voiles en béton armé. L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les régions sismiques devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

L'utilité des voiles de contreventement dans les bâtiments en zone sismique est bien reconnue dans le monde, car lorsque ces voiles sont bien disposés dans un bâtiment, ils peuvent former un système de résistance aux forces latéraux très efficaces dans le domaine non linéaire.

La méthode d'analyse ***Push-over*** est largement utilisée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques ; ses limites, ses faiblesses et la précision de ses prévisions en application courante, qui doit être identifiées par l'étude des facteurs qui influent sur les prévisions de ***Push-over***. En d'autres termes, l'applicabilité de la méthode d'analyse ***Push-over*** dans la prévision des demandes sismiques devrait être étudié pour les structures à petites, moyennes et grandes hauteurs en identifiant certaines questions telles que le comportement des éléments de modélisation non linéaire.

Le schéma de calcul de la procédure, les variations des prévisions de divers modèles des charges latéraux utilisés dans la méthode d'analyse Push over, l'efficacité des modèles de charge latérale dans la représentation des effets des modes supérieurs et l'évaluation précisent le déplacement cible à laquelle la prévision de la demande sismique est effectuée selon la même procédure.

I.2. Objectif du mémoire :

Le but de cette recherche est étudié l'**influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures** ; et la mise en évidence du comportement non linéaire des cinq bâtiments contreventé par des voiles porteurs en utilisant la méthode statique non linéaire « **Push-over** », afin d'analyser la performance sismique de ces bâtiments.

Pour atteindre ce but, trois objectifs principaux ont été définis au cours de l'établissement de cette recherche :

- présenter un aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments.
- Le deuxième objectif c'est ; la compréhension du comportement mécanique des voiles sous un chargement monotone, conduit à l'analyse et la compréhension du comportement global de la structure.
- L'objectif principal d'exposer des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre ; Ces principes régissent essentiellement :
 - o **la disposition les éléments de contreventements (voiles).**

I.3. Plan de travail

Cette étude est structurée comme suit :

Introduction générale.

Le chapitre I : est consacré à l'étude bibliographique sur l'art de la conception parasismique des bâtiments et le comportement de ses bâtiments dans une zone forte sismicité, ainsi que le comportement mécanique des voiles en béton armé sous charges extrêmes et quelques pratiques de dimensionnement des voiles en béton armé.

Le chapitre II on donne un résumé succinct sur le principe de l'analyse push over effectué pour les quatre bâtiments en utilisant le logiciel de calcul non linéaire "**SAP2000V14**",

Dans **le chapitre III**, dans ce chapitre on s'intéresse à présenté les différentes dispositions des voiles en respectant les règles de parasismique RPA 99/V2003, EURO 8, et PS92 (la symétrie et le nombre de voile dans les deux sens et les principes dimensionnement) ainsi que on a effectué une étude complète de la variante 1, pris comme exemple de calcul,

exposant les étapes de détermination de la courbe de capacité (courbe de push over) en utilisant le logiciel de calcul non linéaire "**SAP2000V14**".

Dans **le Chapitre IV** : on procède à une discussion des résultats pour chaque paramètre étudié, à savoir la résistance ultime de chaque variante sous l'action sismique, sa courbe de capacité, les points de performances, ses déplacements inter-étages, son mode de ruine, et les contraintes normales et de cisaillement des voiles.

Au dernier chapitre, on résume les conclusions principales tirées de la présente étude, Enfin on suggère des perspectives de recherche future comme suite à ce travail.

Chapitre I

Recherche bibliographique

I.1-Introduction

Ce chapitre présente un art de la conception parasismique des bâtiments et le comportement de ses bâtiments dans une zone forte sismicité, et un aperçu du comportement mécanique des voiles en béton armé sous charges extrêmes, ainsi quelques règles de dimensionnement des voiles en béton armé.

I.2- Les plus grands séismes dans le monde depuis 1900:

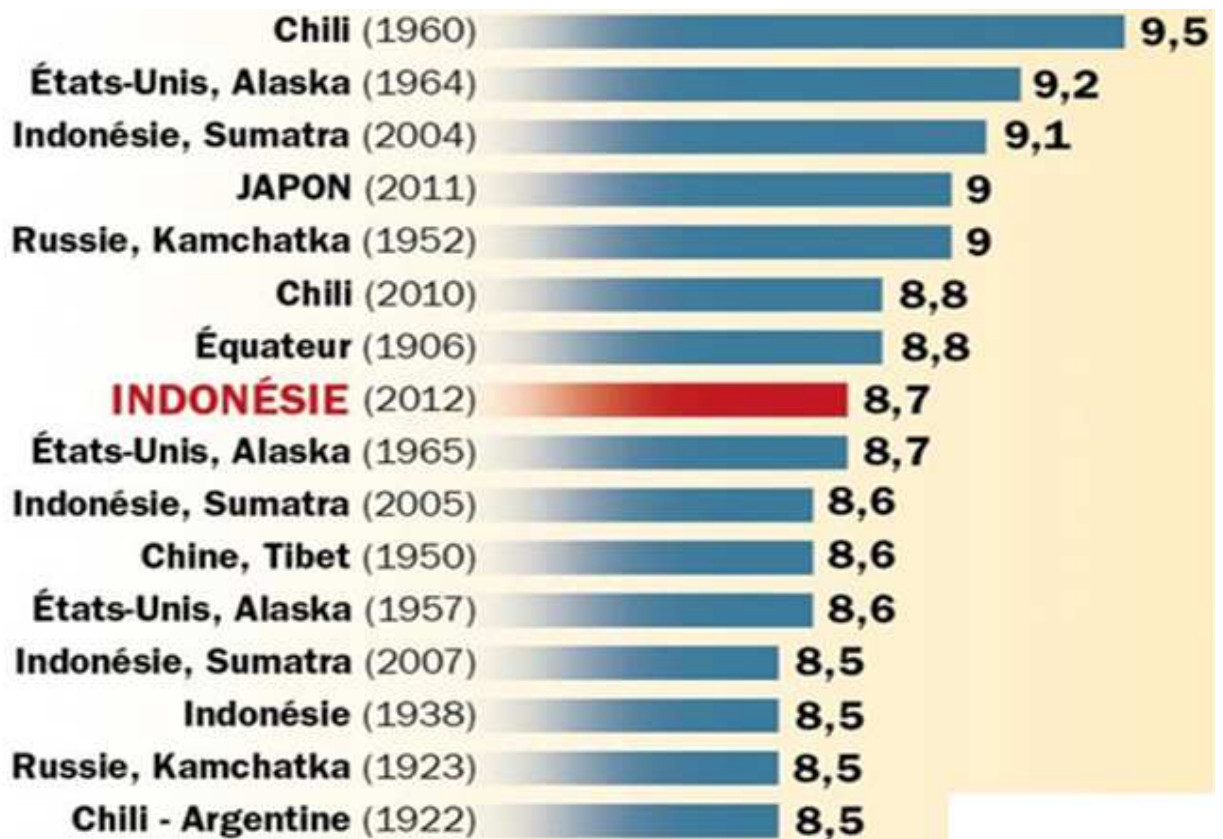


Figure .I.1 : Les plus grands séismes du monde. (1)

I.3- Qu'est ce qui fait de l'Algérie un pays à forte sismicité ?

Le séisme est le mouvement d'une partie de la surface de la terre, il est provoqué par des processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte terrestre.

Sous l'influence des réactions physico-chimique se produisant à l'intérieur de la terre, la lithosphère est soumise à des contraintes, sous l'effet desquelles elle accumule de l'énergie potentiel (énergie de déformation). Lorsqu'un dépassement localisé de la capacité à stocker de l'énergie est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie ainsi emmagasinée se libère brutalement le long de ces failles, provoquant les tremblements de terre. (1)

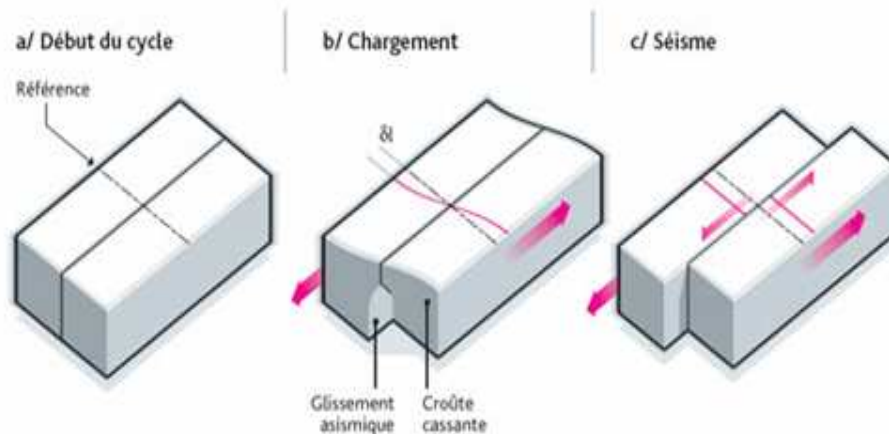


Figure 1.2 : Schéma illustrant le mécanisme conduisant au séisme, à la suite du chargement (δl) de déformation dans la partie cassante de la lithosphère, autour d'une faille (cas d'un décrochement). (1)

De façon générale, les séismes se produisent à la limite des plaques tectoniques. De part sa situation géographique, l'Algérie se situe à proximité de l'interface entre la plaque Eurasienne au nord et la plaque Africaine au sud. Ce qui fait de l'Algérie un pays à sismicité active, qui peut être sujet à des séismes violents. Cela a été clairement observé à travers l'histoire des séismes en Algérie.

En raison de la situation, l'Algérie a connu au cours de son histoire plusieurs séismes dévastateurs. Parmi les plus destructeurs, on peut citer :

Le séisme d'Alger de **1365** qui a détruit la ville entière et provoqué un tsunami; le séisme d'Alger de **1716** qui a causé la mort de **20000** habitants; celui le séisme d'El Asnam, en **1980** (magnitude **7,1**), **2600** morts. On peut également citer des séismes de magnitude modérée, mais ayant causé des pertes en vie humaines et des dégâts matériels importants, tel que ceux de Constantine de **1985**, de Oued Djer de **1988**, de Tipaza de **1989**, de Beni Chougrane de **1994**, de Ain Temouchent de **1999** ou de Beni Ourtilane de **2000**. Le dernier séisme destructif est celui de Zemmouri du **21 mai 2003** ($M_s=6,8$) qui a causé la perte de **2278** personnes et plus de **3300** blessés. (2)

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du **20^e siècle**, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.(2)

Dans les codes et règlements parasismiques, tel que RPA99/V2003 l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (méthode statique équivalente ou méthode modale spectrale) selon la nature de l'ouvrage et sa destination. Les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre "d'exigence" à un paramètre de "capacité".

Pour prévenir les effets de futurs tremblements de terre sur les constructions, l'ingénieur a besoin de connaître les caractéristiques des mouvements du sol provoqués par des séismes susceptibles de se produire durant leur durée de vie, c'est l'aléa sismique.

D'une part, la connaissance de l'activité sismique dans nos régions est incomplète comme l'indique la localisation des tremblements de terre. La plupart d'entre eux se sont produits en des endroits différents les uns des autres et il est probable que le prochain événement destructeur se produira en un endroit partiellement inattendu.

D'autre part, la complexité et la variabilité des mouvements sismiques sont également telles que les mouvements du sol ne peuvent être prédits avec précision, pour un modèle déterminé de tremblement de terre. (42)

I.4- La vulnérabilité sismique des structures

Pour la clarté de ce qui suit, il convient de donner ici la définition de **4 notions** fondamentales :

a) L'aléa sismique d'une région ou d'un site donné définit les caractéristiques des mouvements sismiques susceptibles de s'y produire dans le futur en tenant compte de la durée de vie des constructions concernées et des types d'activité qui y sont réalisées.(42)

b) La vulnérabilité d'une construction définit la sensibilité d'une construction à l'action sismique, on la caractérise par un indice lié à la géométrie (dimensions, hauteur, forme en plan, caractéristiques architecturales) et aux matériaux de la construction. Cette notion de vulnérabilité inclut l'importance des bâtiments en termes de 'coût', mais aussi en termes de valeur immatérielle' et de 'vies humaines menacées. (42)

c) Le risque sismique lié à l'impact sur les constructions définit l'importance et le coût des dégâts que peut faire un séisme d'un niveau donné dans une construction donnée.

Ce « **risque sismique** » est d'autant plus grand que l'**aléa sismique** et la **vulnérabilité** sont grands et on a :

$$\text{Risque sismique} = \text{aléa sismique} \times \text{vulnérabilités.}$$

d) La prévention concerne les actions à mener, connaissant les risques sismiques, de manière à diminuer l'impact des tremblements de terre futurs. Diminuer le risque ne peut se faire qu'en diminuant la vulnérabilité, parce que l'aléa découle des contraintes de notre environnement naturel et ne peut être modifié. Le rôle de l'ingénieur est de fournir des procédés de construction ou de réhabilitation qui permettent de réduire la vulnérabilité des nouvelles constructions ainsi que du bâti existant. (8-42)

I.4.1- Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique se différencient par leur **complexité**, leur **précision** et leur **objectif**. (41-43)

I. 4.2- Les méthodes d'évaluation sismique à grande échelle.

Les études de vulnérabilité à grande échelle s'appliquent à un groupe de bâtiments, à une ville entière, ou encore à une région donnée. L'approche considérée est généralement statistique (empiriques), car la connaissance du bâti existant est souvent partielle. L'évaluation du risque sismique impose d'avoir une évaluation de l'aléa probable mais également une représentation de la qualité sismique du bâti : c'est l'objectif des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique à grande échelle.

Les méthodes statiques (empiriques) sont basées sur les dommages observés (observation à post-sismique) lors de séismes passés, qui permettent d'obtenir des dommages probables associés à une classe de bâtiment. Ces dommages servent ensuite à développer des fonctions de vulnérabilité qu'un certain degré d'endommagement survienne en fonction de l'intensité d'un séisme. La valeur des résultats **probabiliste**. (4- 43)

Les premières méthodes se sont développées essentiellement aux : Etats-Unis (**ATC21**, 1988 ; **FEMA**, 1997 ; **Hazus**, 1999), au Japon (**Otani**, 2000), en Turquie (**Ergunay** and **Gulkan**, 1991), au Canada (**Ventura** 2005), en Italie (**Benedetti** and Petrini, 1986 ; **GNDT**, 1993, **Faccioli**, 1999 ; **Dolce** ,2003), mais aussi plus largement en Europe (**D'ayala** , 1997), en Belgique (**Jongmans** et **Plumier**, 2000), au Portugal (**Oliveira**, 2003), en Suisse (**Steimen** , 2004 ; **Lang**, 2003), et en Espagne (**Roca** , 2006). Récemment, un projet européen (**RiskUE**, 2004) s'est focalisé sur la vulnérabilité de 7 grandes villes européennes et un consensus a été atteint pour la définition d'une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité. Une étude bibliographique portant sur ces méthodes a été menée par le groupe de travail **AFPS** « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Approche d'ensemble » (Combescure, 2005) en vue d'une application en France. (32-9)

I.4.3 - Les méthodes d'évaluation sismique à une échelle réduite.

Permettant d'obtenir la réponse d'une structure à un ou plusieurs scénarios de séisme, les résultats sont généralement **déterministes** et valables pour un bâtiment (échelle réduite). (9)

I.5 - Sécurité parasismique des structures en béton armé.

Dans la pratique, on appelle " **parasismique** " un ouvrage conçu et réalisé conformément aux règles parasismiques en vigueur. Cette conformité est généralement interprétée comme une **garantie** de résistance aux tremblements de terre.

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. En particulier l'Eurocode 8 qui contient 4 méthodes d'analyses :

L'analyse statique simplifiée, l'analyse modale, l'analyse statique monotone non-linéaire et l'analyse dynamique. (6)

I.5.1- Les méthodes d'analyse linéaires :

a- Statique équivalente: (Equivalent lateral force analysis)

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. 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. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur R appelé aussi coefficient de comportement. (6)

b- Superposition modale spectrale: (Mode superposition method)

Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de Liberté (SDOF).

L'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurale maximale. (6)

a- Analyse temporelle élastique: (Elastic time-history analysis, ETHA)

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurale inélastique sous un séisme sévère. (6)

Facteur de comportement(R ou q) :

Le facteur de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire, pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre. Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un

niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismique équivalentes réduite.

I.5.2-Les méthodes d'analyse non linéaire

Si l'on veut effectivement évaluer les « performances » d'une structure, au-delà du domaine élastique, il est difficile d'utiliser le paramètre force, compte tenu de la progressivité des dommages qui sont plus sensibles aux déplacements imposés.

C'est la raison pour laquelle, l'ATC 40 met l'accent sur l'intérêt d'utiliser des méthodes d'évaluation du comportement non linéaire statique des structures, encore appelées **Push-over**. Ces méthodes conduisent à définir une courbe dite courbe Capacité. (18)

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse **Push-over**, était la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux.

La méthode d'analyse **Push-over** est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

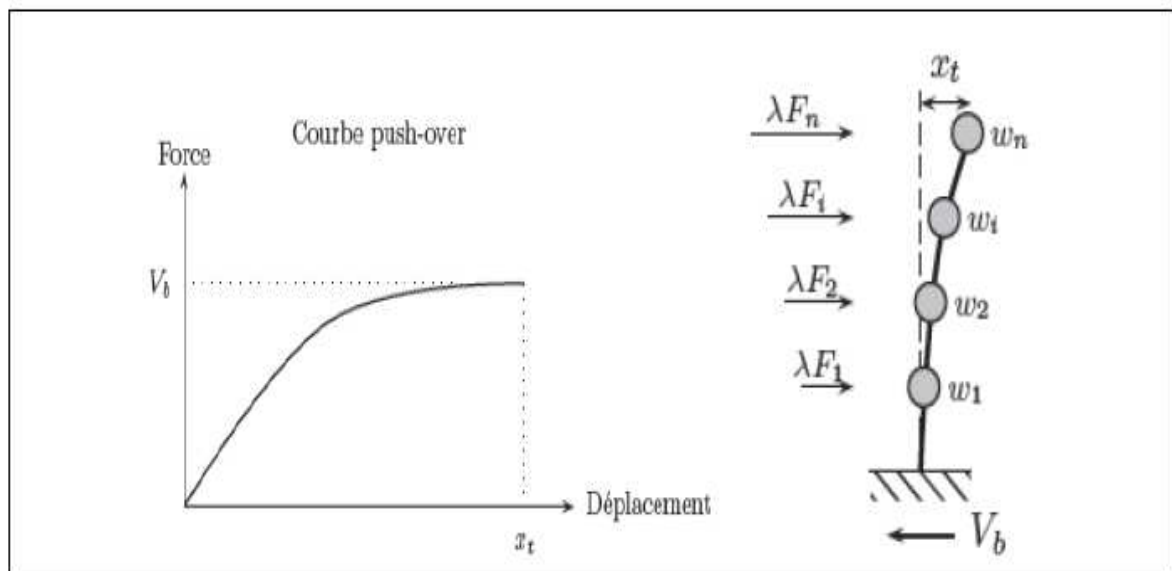


Figure I.3: Diagramme de la courbe de Capacité (Push over). (29)

La méthode d'analyse statique non linéaire **push-over** est une méthode dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse push over consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet. (29)

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.

I.6- Le séisme et les constructions en béton armé.

Les constructions en général sont soumises à trois types d'actions : qui sont les actions permanentes, les actions variables et accidentelles. Parmi les actions accidentelles : le **séisme**.

Le séisme apparaît comme celui pouvant causer un désastre naturel majeur, induisant des endommagements aux structures et occasionnant des pertes de vies humaines des dégâts irrémédiable au patrimoine bâti et arrêt ou ralentissement de l'activité économique.

Les photos suivantes nous montrent les **modes de ruine** des bâtiments sous l'effet de séisme ;



Destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs. (3)



Désolidarisation global des constructions(3)



Séisme de MIXICO 1985 et de la TURQUIE 1999. (4)



La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur à certainement sauvé le bâtiment de l'effondrement. (3)

Figure I.4 : Différents modes de ruine des constructions face aux séismes.

Les photos précédentes nous illustrent bien qu'il existe plusieurs modes de ruine : **destruction globale, local** (désolidarisation des façades, destruction des étages : inférieurs, intermédiaires et étages supérieurs), renversements...

La sauvegarde de vie humaine, du patrimoine, et des activités passe par une protection parasismique : une **construction parasismique** des nouveaux bâtiments et une **réhabilitation parasismique** des bâtis existants particulièrement **vulnérables**. (5)

I.7- La protection sismique des nouveaux bâtiments

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismique » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. L'analyse de dommages sismiques des structures montre que l'apparition des règles de construction parasismique limite d'une manière importante leur amplification. Elle comprend trois parties : architectural, constructif et le contreventement. (5)

a) Parti architectural :

- **la forme du bâtiment :**

La forme des bâtiments est l'élément le plus important car elle peut éviter des désordres graves voir la ruine totale de l'ouvrage même si les règles parasismiques (PS92, Eurocode8 et RPA 99/V2003) ont été respectées.

La forme devrait être aussi **simple, symétrique** (selon deux axes) et **régulière** que possible pour éviter la **torsion** d'ensemble dévastatrices qui reste bien souvent un facteur majeur de ruine. Bâtiments ayant un plan carré ou proche du carré. Leur comportement sous charges sismiques est en général satisfaisant. Cette configuration a souvent été adoptée pour les tours car elles doivent résister à une autre force horizontale importante.



Figure I.5 : Dissymétrie architectural. (10)

Deux phénomènes sont plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques : **la torsion d'ensemble** et les **concentrations de contraintes**.

Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. (10-39)

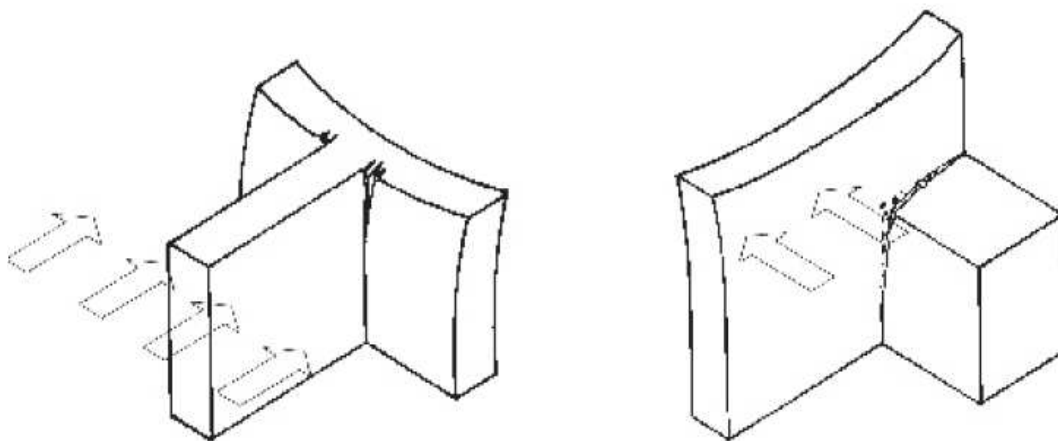


Figure I.6. La déformation des bâtiments avec des ailes. (10)

Les ailes subissent des déformations de torsion. A l'intersection des ailes, des dommages dus aux concentrations de contraintes sont fréquents, notamment lorsque les ailes n'ont pas la même hauteur.

Il est préférable de fractionner les bâtiments à forme complexe par des joints parasismiques suffisamment larges afin d'éviter des collisions entre blocs voisins. (7)

- Niveaux " souples " :

De nombreux bâtiments comportent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est sensiblement inférieure à celle des autres étages.

C'est le cas des bâtiments ceux qui présentent de grandes portes, vitrines ou fenêtres concentrées sur certains niveaux (commerces, garages, hôtels, bâtiments administratifs, etc.). La hauteur de ces niveaux est souvent nettement plus grande que celle des autres niveaux et l'élancement des éléments porteurs verticaux plus important. Lors de séismes destructeurs, ces niveaux sont fréquemment écrasés suite à la rupture de poteaux à leurs extrémités. (10)



a) Rez-de-chaussée écrasé après la rupture des poteaux (Séisme de Tokachi - Oki, Japon, 1968)



b) Effondrement partiel du rez-de-chaussée d'un immeuble d'habitation. L'effondrement total a été empêché par la présence du mur en blocs de béton (séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 1998).

Figure. I.7 (a, b). Ecrasement d'un rez-de-chaussée " souple ". (10)

b) Parti constructif :

Il concerne le **choix du système porteur**, de sa disposition et les matériaux utilisés (doivent présenter des performances de résistance et un niveau de durabilité largement éprouvés); un choix judicieux va permettre de minimiser les coûts de la protection parasismique. (7)

La fragilité des structures poteaux poutre est accrue surtout quand le ferrailage est insuffisant. C'est malheureusement les plus répandu en Algérie car elles sont très économiques. (37)



Figure 1.8. Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau. (3)

Les structures **porteuses ductiles**, très déformables dans les zones sollicitées plastiquement, présentent en général des avantages majeurs par rapport à des structures analogues de comportement fragile. La résistance ultime requise peut notamment être réduite, ce qui permet de réaliser des économies substantielles tout en augmentant, notablement, la résistance à l'effondrement. Ainsi, la structure porteuse de tout bâtiment doit-elle être conçue pour être ductile chaque fois que c'est possible. (2)

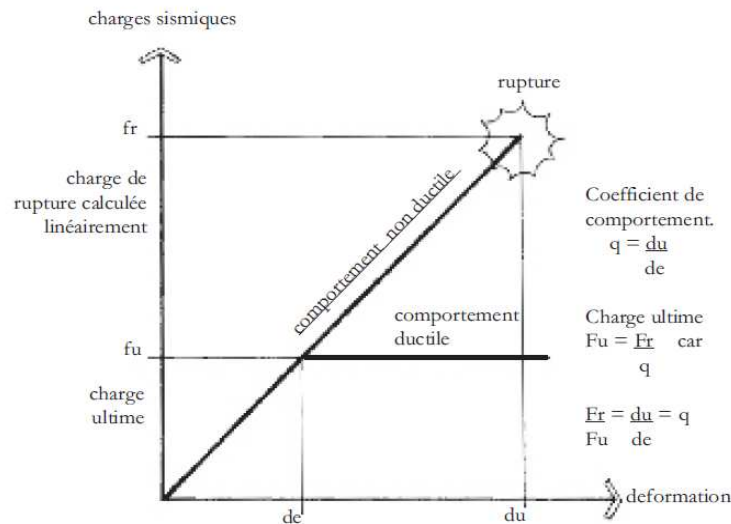


Figure 1.9. Dimensionner en capacité pour obtenir une structure porteuse ductile. (2)

Le facteur le plus destructeur observé lors des tremblements de terre est **la résonance** des constructions avec le sol. Les périodes propres du sol d'assise et de la structure ne sont pas comparées (la résonance se produit lorsqu'elles sont les mêmes ou très proches)

des structures existant

c)Le contreventement :

Choix de type de contreventement dépend de type de zone sismique, sol et de l'importance de bâtiment. Sans oublier la disposition des éléments structuraux (voiles).

Disposition des éléments verticaux de contreventement :

- Les plus larges possibles, courant éventuellement sur plusieurs travées.
- disposés en façade ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion.
- disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau. Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise pendant les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical. (10)



Figure. II.10. Disposition des éléments de contreventement (2).

I.8- Comportement des voiles en béton armé

I.8.1- Introduction :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis à vis des charges verticales aux quels y sont appliquées, sont pratiquement efficaces pour assurer la résistance aux charges horizontales. En général, les voiles dans les constructions conditionnent le comportement structural et jouent un rôle primordial pour la sécurité de la construction. (33)

Les murs en voiles doivent présenter une épaisseur minimale de **15 cm** et une largeur au moins égale à quatre fois l'épaisseur. Les éléments ne satisfaisant pas à cette condition sont considérés comme des éléments linéaires. (11-23)

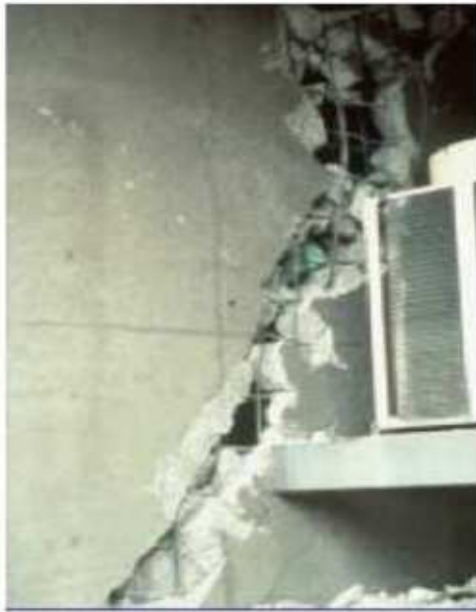
Les voiles ou murs de contreventement ; en anglais « **shear-wall** » peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces 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. (12- 44)

Par rapport à d'autres éléments structuraux, l'utilisation des murs-voiles en autres, (**Penelis et al 1997**) (13) :

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

En effet, les règles PS-92 précisent que les bases des murs voiles (rez-de-chaussée) subissent les contraintes les plus élevées de la structure, elles sont donc considérées comme

« **Zones critiques** » (11). C'est donc potentiellement là que la dégradation du béton ou sa rupture fragile commenceront, s'ensuit un effondrement partiel ou total de l'ouvrage. Ces régions situées à la base des voiles, ainsi que celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage, font l'objet de dispositions spéciales des règles de construction parasismique qui nous demandent de renforcer les chaînages à ces endroits. (45)



Voile très endommagé
(Séisme de Kôbê, Japon 1995)



Rotule plastique dans un voile
(Séisme de Tangshan, Chine 1976)

Figure I.11: Dégradation du bâtiment au niveau de la zone critique (Zacek, 2008).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une **console parfaitement encastrée à sa base**. La (Figure II.12) montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale **N** et une charge horizontale **V** en tête. Le voile est sollicité par un effort normal et **N** et un effort tranchant **V** constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage $r \rho_0$), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales (pourcentage ρ_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

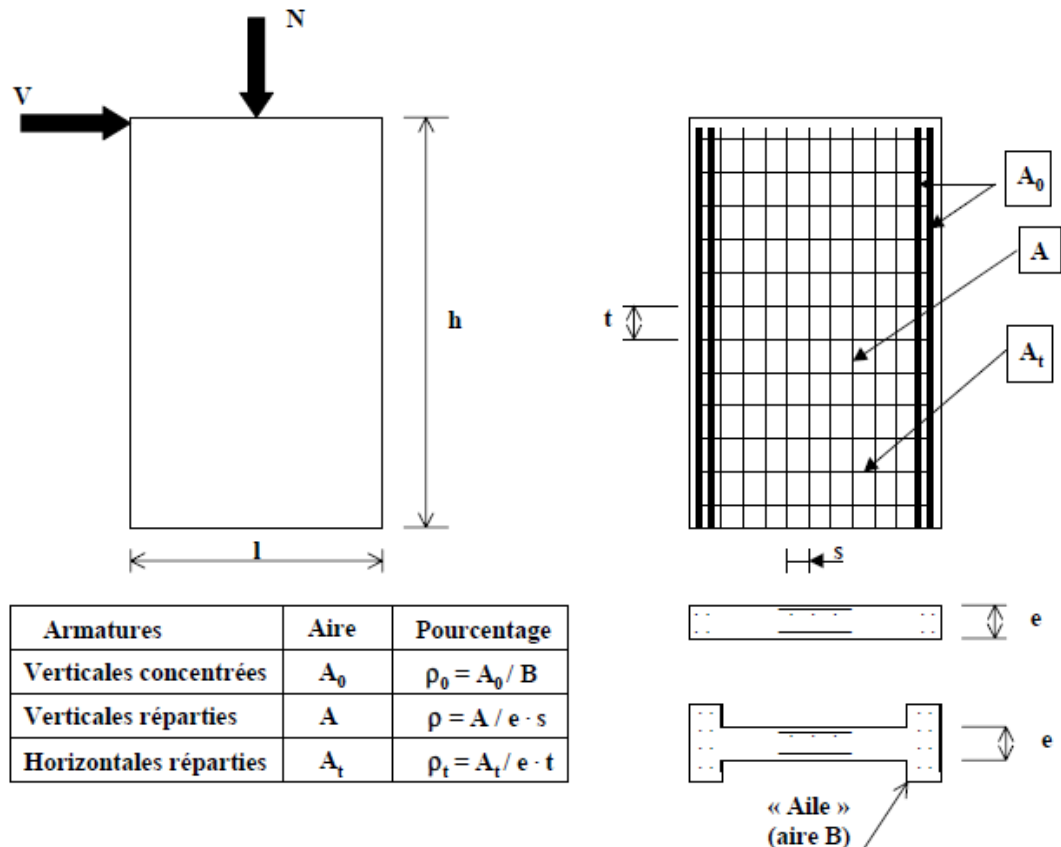


Figure I.12. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage. (12)

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile en béton armé (Davidovici et al. 1985) sont les suivants :

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal (ou contrainte normale moyen). (12)

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les **voiles élancés** ($h / l > 1.5$) et les **voiles courts** ($h / l < 1.5$). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures :

Modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts. En se référant à la classification donnée par eurocode 8 (Ec 8,1998) et les recommandations de Paulay (14) ;(Paulay et Priestley, 1992), nous présentons, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés.(12)

Dans notre cas on s'intéresse plus modes de rupture des voiles élancés.

I.8.2.Modes de rupture des voiles

I.8.2.1. Modes de rupture des voiles élancés

a) Ruptures en flexion :

Mode f1 : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une

importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

Mode f2 : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important ; ce mode est moins ductile que le mode **f1**, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

Mode f3 : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

b) Ruptures en flexion-effort tranchant

Mode f/t : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes. (12)

c) Ruptures par effort tranchant

Mode t : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible (12)

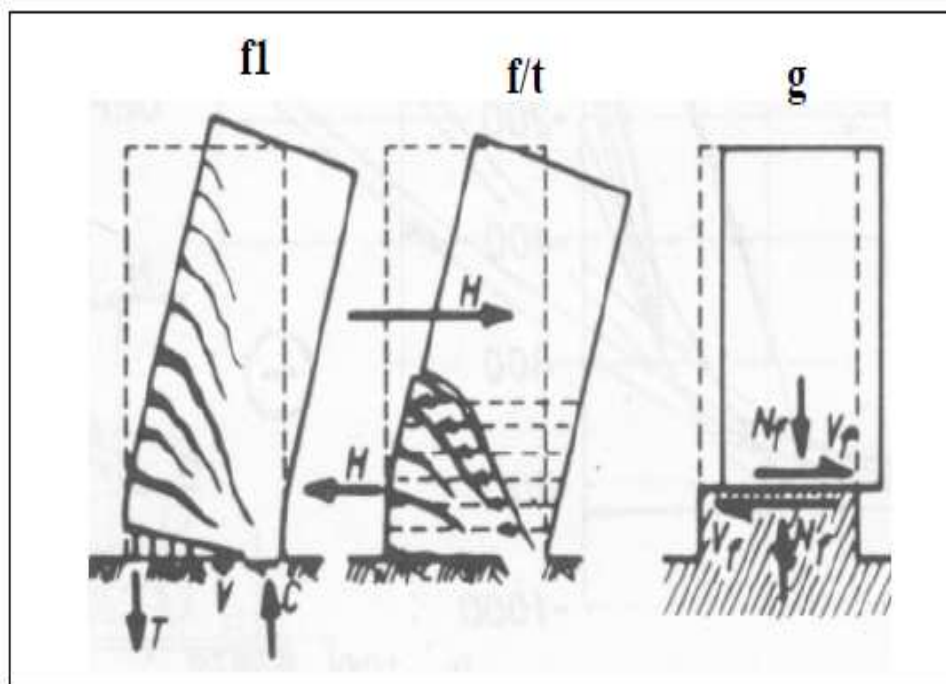
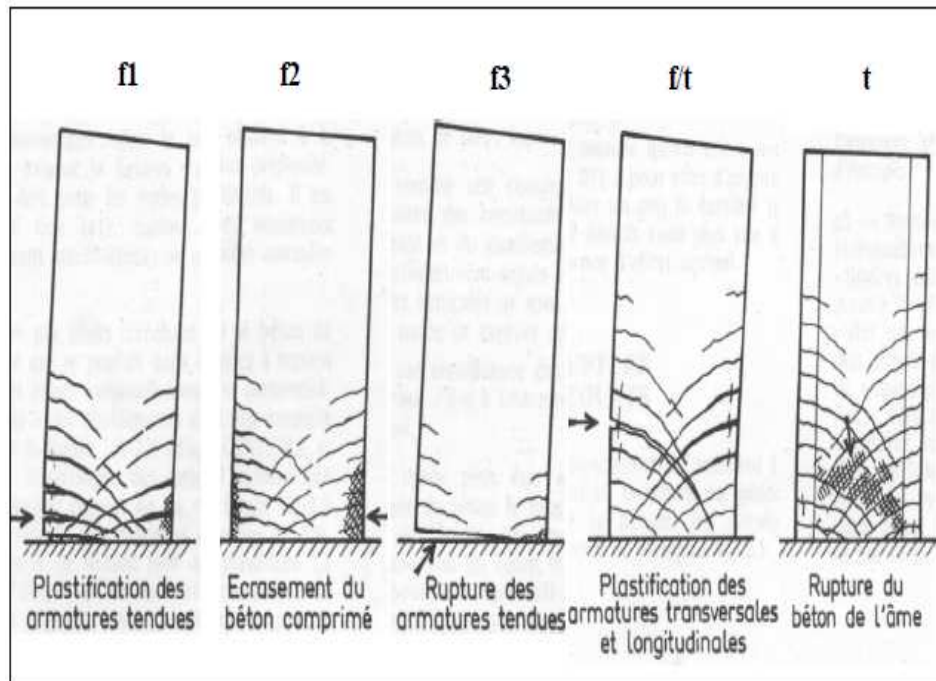


Figure II.13. Modes de rupture des voiles élancés (15).

I.8.2.2- Modes de rupture des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. On distingue trois cas :

Mode T1 : rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode T2 : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 : rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord. (2)

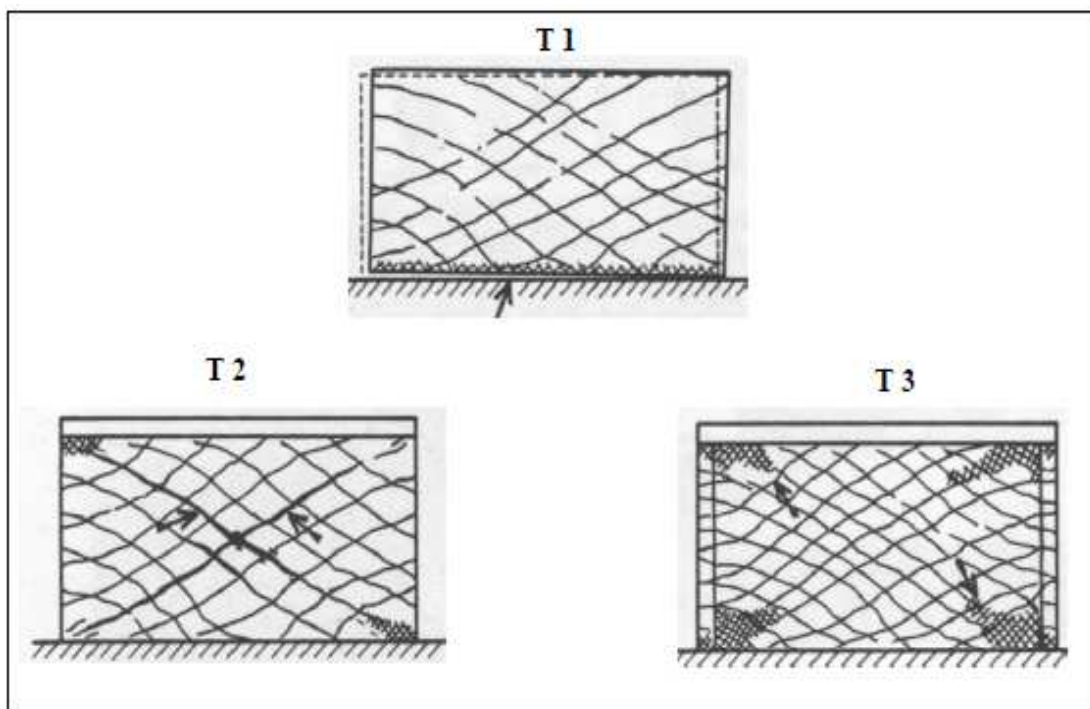


Figure III.14: Modes de rupture des voiles courts. (15)

I.8.3- Quelques principes de dimensionnement

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structure. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements, mais en contrepartie les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement parfaitement élastique. (12)

- Le concept en vigueur dans la plupart des codes dont **l'Eurocode 8** et celui de « capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à la partie inférieure d'un voile supposé encastré à sa base. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier. L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées. (6)

- S'agissant des structures de type voiles, les **règles françaises PS 92** adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur une hauteur plus grande que la zone critique. Dans la zone critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement « multifusible », résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile. (11)

- Le code français en vigueur pour le dimensionnement de béton armé, dit **BAEL 91** est basé sur la théorie des états limites en distinguant les états-limites ultimes (ELU) et les états-limites de service (ELS): les états limites de service se décomposent eux même en deux catégories, ceux vis-à-vis de la durabilité (c'est là qu'interviennent les critères de fissuration) et ceux vis à vis des déformations limites (calculs des déformations). Mais la résistance à l'effort tranchant n'est exprimée qu'au travers d'une condition d'état limite ultime. (16)

Le BAEL 91 ne propose pas de règle spécifique pour les voiles en béton armé. Par conséquent, les voiles soumis à un effort horizontal sont en général considérés comme des poutres soumises à un effort tranchant, ce qui permet après adaptation au

cas des voiles des formules brutes du règlement, de justifier le béton et les armatures horizontales en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\text{Béton : } \tau_u \leq \tau_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{ct}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b_0} \quad \text{contrainte de cisaillement calculée;}$$

d hauteur utile;

b₀ largeur de l'âme ;

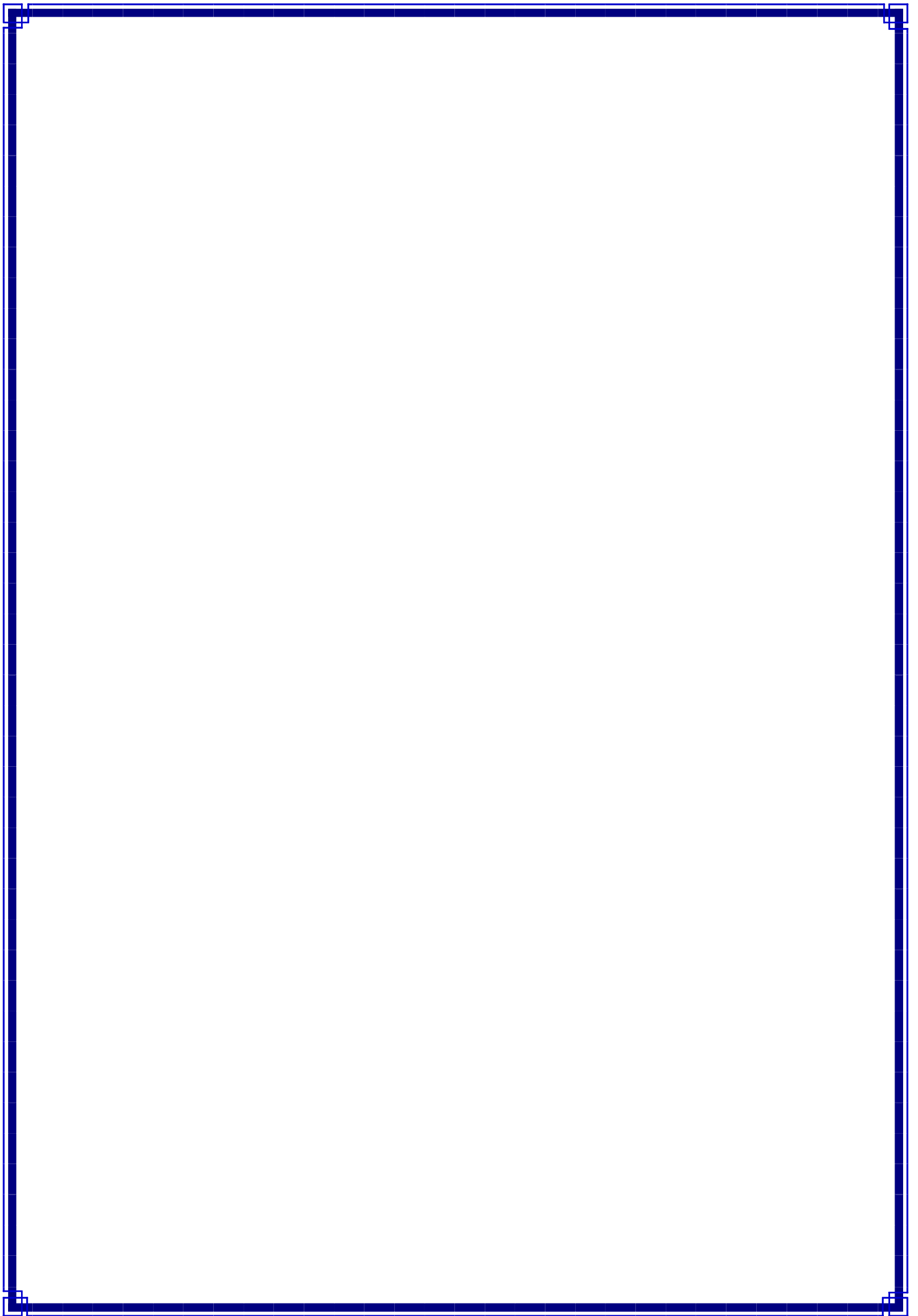
V_u valeur de calcul de l'effort tranchant ;

f_{ct} Résistance caractéristique du béton en compression ;

γ_b Coefficient partiel de sécurité du béton ;

Chapitre II

**Analyse statique non linéaire
des structures en béton armé
« Push-over »**



II.1- Introduction :

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique.

Pour cela, Les méthodes élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'elles n'approchent pas au comportement réel de la structure. Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité (fragilité, *push over*) qui décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un état de dommage provoqué par un séisme, c'est la procédure d'analyse statique non linéaire. (6)

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse ***Push over***, peut être exécutée directement par un programme informatique qui permet de modéliser le comportement non linéaire des éléments de résistance d'une structure aux charges latérales.

Dans cette étude, les analyses de ***Push over*** ont été effectuées sur les structures en béton armé en utilisant le logiciel SAP2000 [14].

II.2- Conception fondamentaux d'une analyse push-over

II.2.1- Description de l'analyse push-over

Le terme d'analyse « ***Push over*** » ou poussée progressive est une application moderne de l'analyse bien connue de l'«**effondrement**» qui est basé sur l'analyse plastique classique des structures. Cependant, à la différence de l'analyse plastique ou la résistance ultime (précisément pour les charges verticales) et de grand intérêt, l'analyse ***push over*** vise à caractériser la résistance latérale aussi bien que les déformations locales dans la structure.

L'analyse en poussée progressive (***Push over*** en anglais) est fondamentalement une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état de ruine correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse. (17)

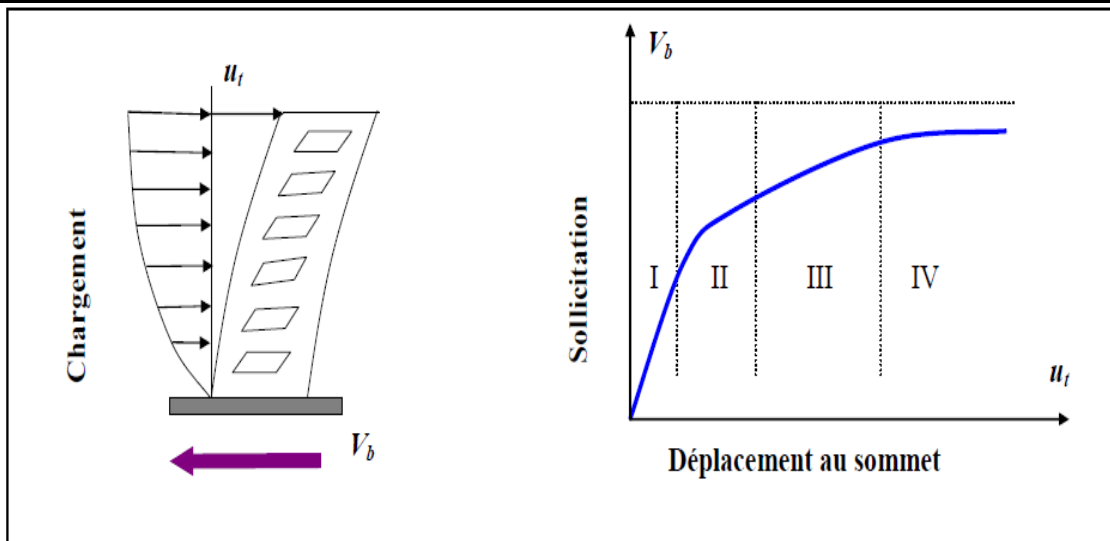


Figure II.1 : la signification physique de la courbe Push over. (13)

Freeman (**Freeman ,1975**) à initialement utilisé l'analyse **push over** dans sa méthode de spectre de capacité (« Capacity Spectrem Method », CSM) développée par la suite .**Sasaki et al ;(1998)** reconduisent l'approche de base (CSM) pour tenir compte des effets des méthodes les plus élevés .Des modèles de charges latérales basé sur une analyse modale ont été employés pour reproduire une série de courbe push over. (13)

L'utilisation de la méthode non linéaire (la courbe de capacité) ; permet d'approcher du comportement réel de la structure, de localiser les dommages, et d'estimer sa résistance.

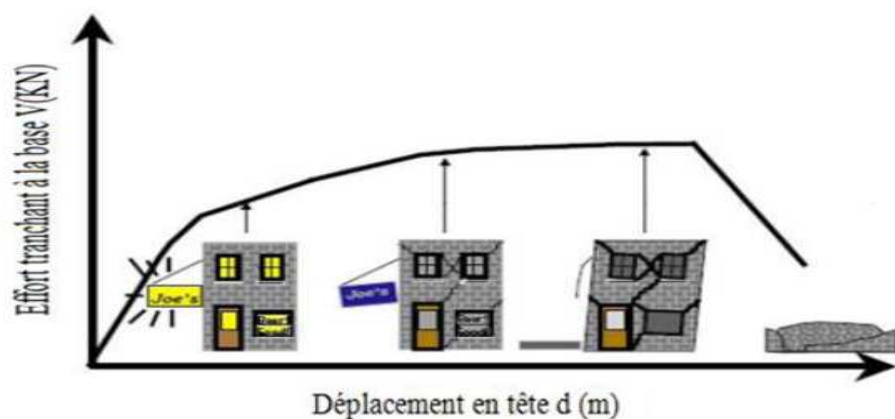


Figure II.2 : Niveaux d'endommagement d'écrits par une courbe capacité. (13)

D'après la figure (II.2) on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

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

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

c) Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. **Au delà de ce niveau**, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

II.2.2- But de l'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 (21) on cite :

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

II.2.3- Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté :

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté. (Figure II.3)

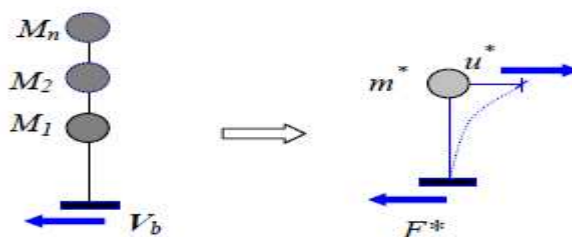


Figure II.3 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$\mathbf{d}(t) = \Gamma_1 \Phi_1 D(t)$$

Avec :

$d(t)$: Déplacement au sommet à un instant t .

Γ_1 : Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

Φ_1 : Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement au sommet $\mathbf{d}t$ et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent $\mathbf{d}^*$ est :

$$\mathbf{d}^* = \mathbf{d}t / \Gamma$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe push over (aux déplacements correspondant à un système à un seul degré de liberté (d^*)).

La relation entre l'effort tranchant à la base la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul DDL est exprimé par:

$$\mathbf{F}^* = \mathbf{V} / \Gamma$$

Tel que : $\mathbf{V} = \mathbf{p} \{ \Phi \}^T \mathbf{M} \{ \ddot{T} \} = \mathbf{p} \sum_{i=1}^N m_i \ddot{\Phi}_i$; l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté, et $\mathbf{F}^*$ la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa, il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\phi^T M \mathbf{1}}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

La courbe traduisant le comportement du système équivalent à seul degré de liberté est tracée en portant en abscisse le déplacement au sommet $\mathbf{d}^*$, et en ordonnée la force $\mathbf{F}^*$ du système équivalent.

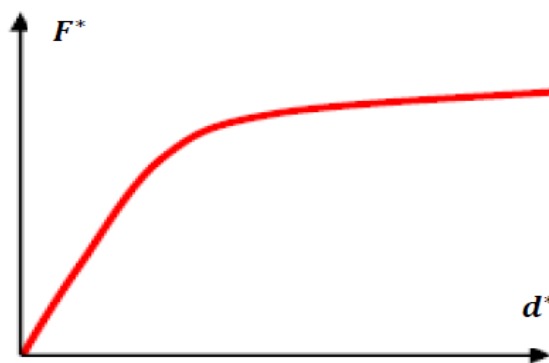


Figure II.4 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.

II.3- Distribution de la force latérale

Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacement inélastique induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant l séisme). (34)

Donc, les charges sismiques horizontales doivent être appliquées dans un profil qui représente, approximativement la distribution verticale des forces d'inertie pendant un événement sismique. On peut comprendre alors qu'à cause du chargement de la rigidité de la structure et de l'influence des différents modes de vibration pendant un séisme, la distribution des forces horizontales ne peut pas être clairement définie.

Dans le code FEMA 273, la force latérale est décrite comme suit :

1- Force latérale équivalente (ELF)

$$C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i^k}$$

Avec :

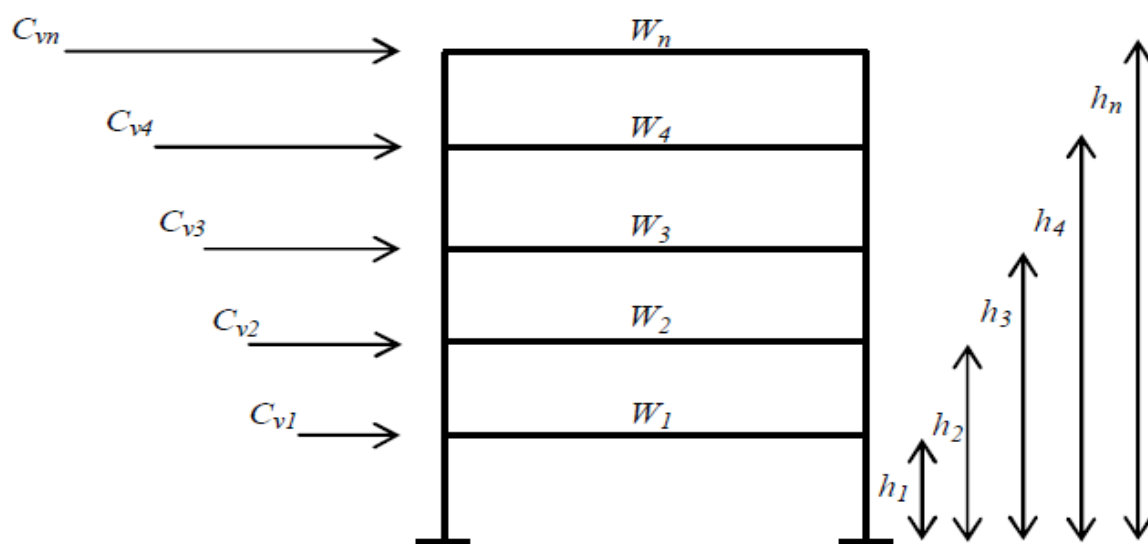
$$K = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2.5 \end{cases}$$


Figure II.5. Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 273.

II.4- Le déplacement cible

On définit le déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé

au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse.

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) (21-34) :

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Ou :

T_e : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée.

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

$$T_e = T_l \sqrt{\frac{K_l}{K_e}}$$

K_e : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

S_a : L'accélération spectrale

II.5- La courbe de capacité

Courbe de capacité d'une structure est une représentation graphique qui relie l'effort tranchant à la base de celle-ci au déplacement au sommet, elle est obtenu par un calcul statique non linéaire appelé analyse "Push over".(30)

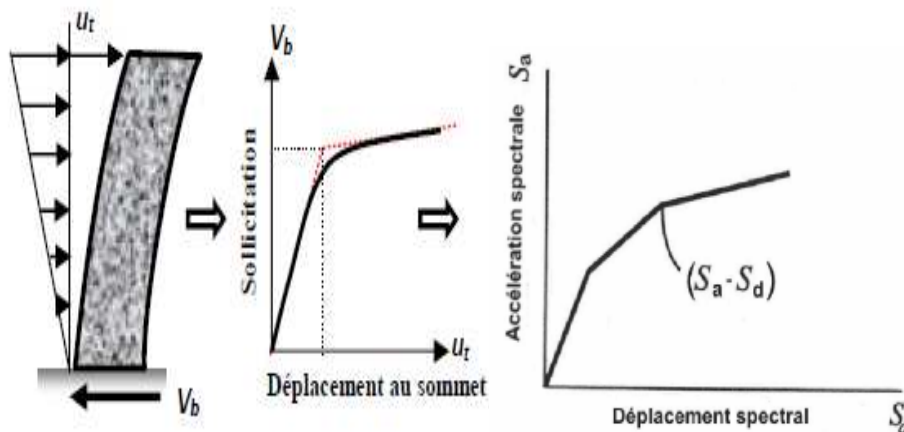


Figure II.6. La courbe de capacité (Push over)(13).

L'obtention de la courbe de capacité est composée de deux transformations :

La force sismique (l'effort tranchant à la base **V_b**) est transformée en accélération spectrale **S_a** , et le déplacement réel au niveau du toit **u_t** est transformé en déplacement spectral **S_d** . (13)

$$S_a = V/W/\alpha_1$$

$$S_d = \Delta_s / (PF_1 \times \emptyset_{1s})$$

Avec :

α_1 = coefficient de masse modale.

PF_1 = facteur de participation du premier mode.

$\emptyset_{1s}$ = amplitude au sommet, du premier mode.

Dans la représentation standard des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $Sa = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux β (ou ξ), (18-22) avec :

Sa : accélération spectrale

T : période de l'oscillateur

Dans la représentation de la méthode **PBEE**, chacun des points précédents est transformé dans un diagramme $Sa = g(Sd)$, avec : Sd ; déplacement spectral

Ceci peut être réalisé grâce à la relation :

$$Sd = T^2 \times Sa / 4\pi^2$$

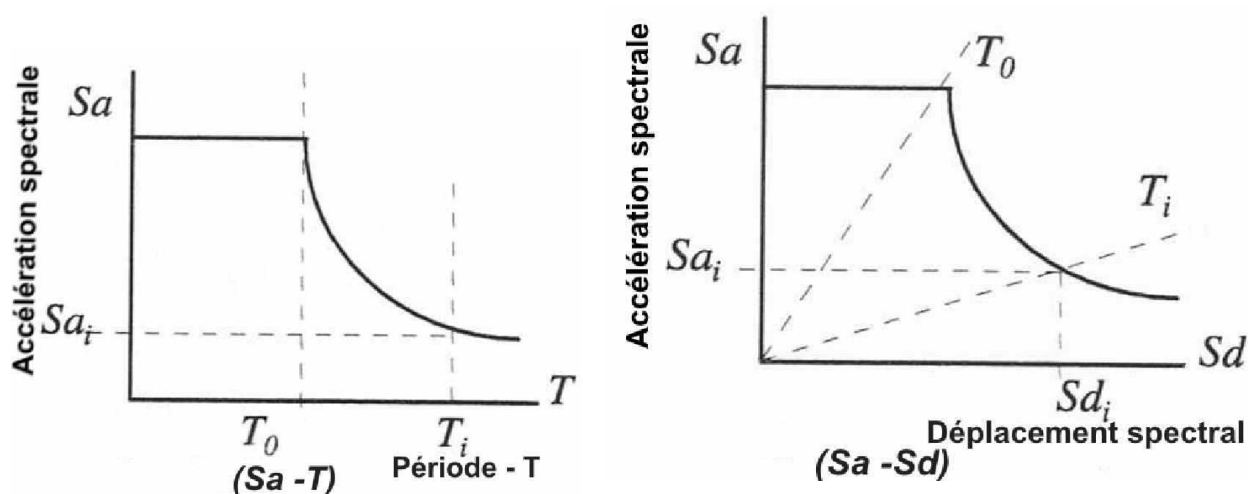


Figure II.7: Conversion des spectres (DEMAND). (18)

II.6-Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité :

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif, elle nécessite la définition du point **(api , dpi)**, qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point **(api , dpi)** est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacement maximaux (Newmark et Hall 1982). (22)

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point **(api , dpi)** à un point **(ay , dy)** qui est définie de tel façon a avoir l'égalité de surfaces **A1** et **A2**.

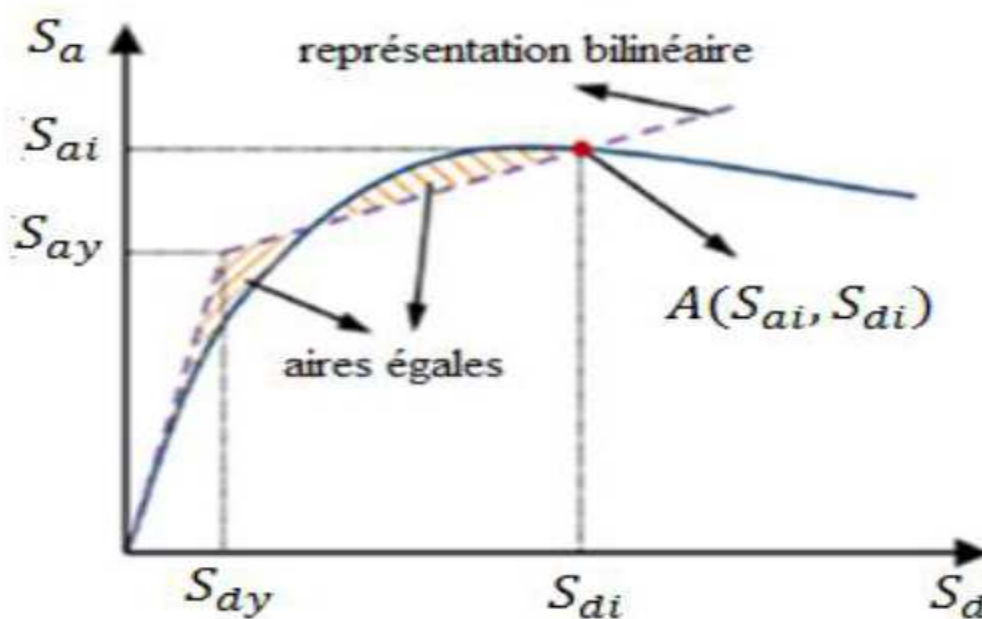


Figure II.8 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.

II.7- Point de performance

Au « **Performance Point** » (Point de fonctionnement), la demande est égale à la capacité, et correspond à un « unique » état de dommages, correspondant à un déplacement maximum et à un état spécifique d'énergie à dissiper. Cet état est bien unique, s'il correspond à un mouvement sismique spécifique.

L'état de dommages correspond à l'ensemble des déformations de tous les éléments de la structure. Il faut alors revenir à la notion de « **critères acceptables** ». En fonction des niveaux de performance que le maître d'ouvrage souhaite pour la construction dont il a la charge. On voit que là encore, la durée du séisme n'intervient pas directement. On verra que, curieusement, cette durée peut être prise en compte dans l'expression de **l'énergie** qui peut être **dissipée** par la structure, compte tenu précisément, de cette interdépendance entre la demande et la capacité. (18)

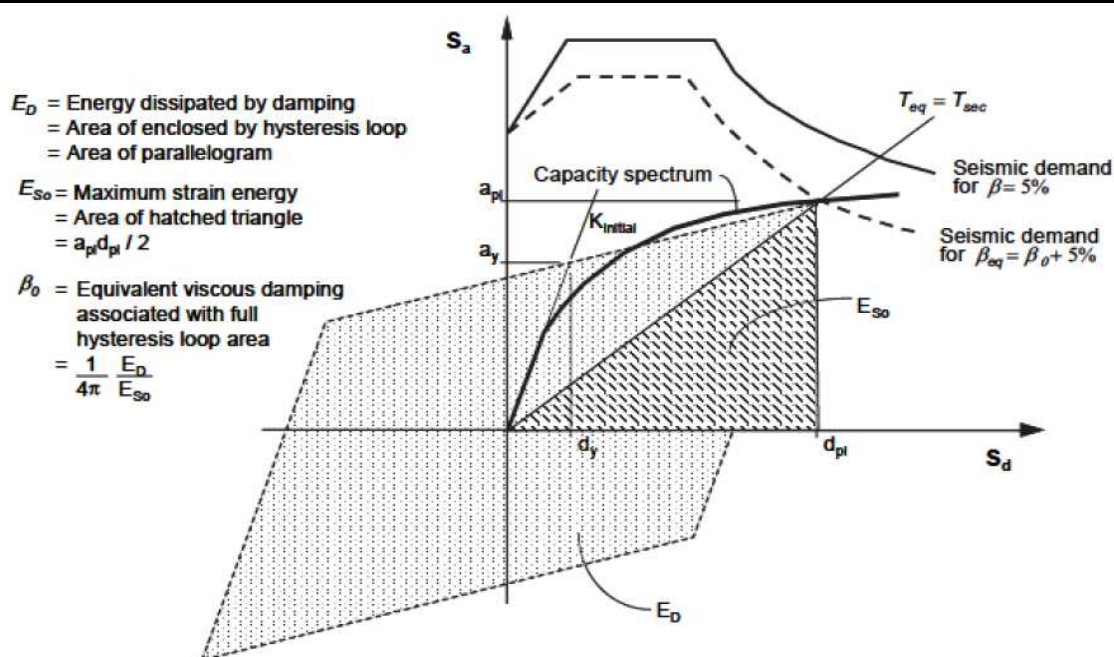


Figure II.9: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

Dans l'ATC 40, trois procédures (**A**, **B**, **C**) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures **A** et **B** sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure **C** est graphique. (19)

La procédure **A** est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la **procédure B** est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe. (21)

Nous avons choisie d'utiliser la procédure B. La **procédure B** repose sur l'hypothèse que la pente du segment élastique, le point **(ay,dy)** et la pente du segment poste élastique sont constants. (22) Cette hypothèse simplificatrice implique que l'amortissement effectif dépend seulement du terme **(dpi)**.

Le spectre de demande réduit est obtenu en introduisant la valeur de β eff dans les équations du spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA2003).

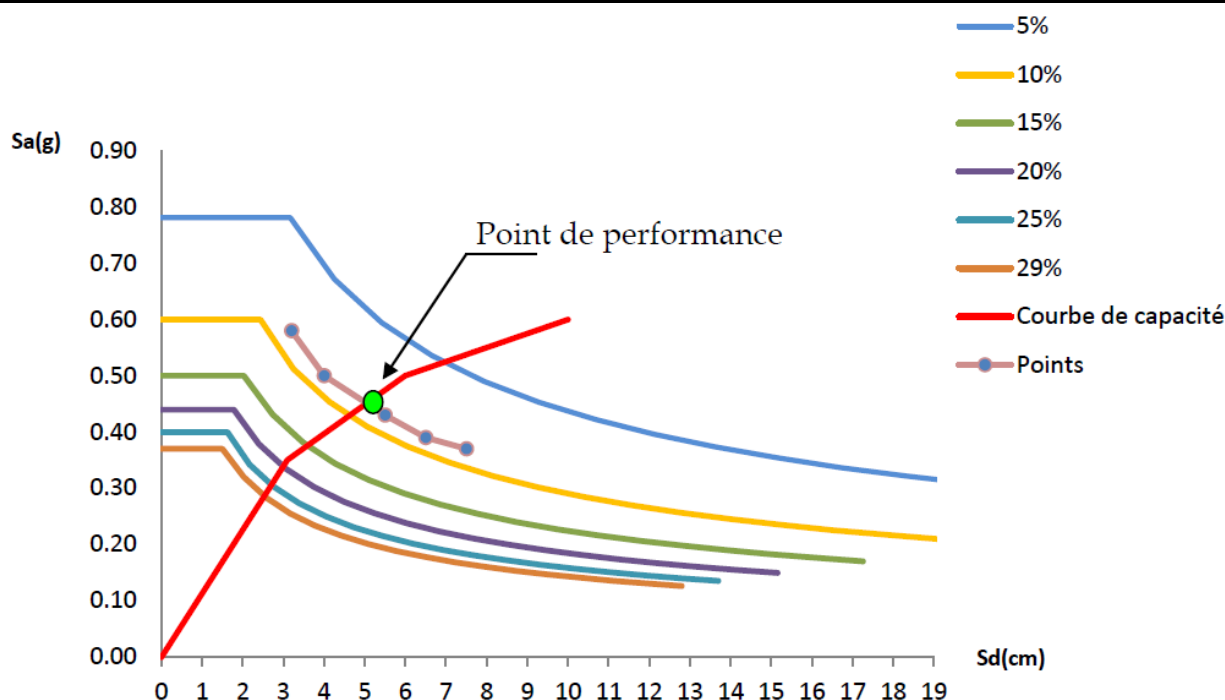


Figure II.10: Détermination du point de performance.

II.8- Lois de comportement des matériaux béton -acier

L'approche de modélisation adoptée relie directement la réponse non linéaire globale au comportement des matériaux à utiliser. L'accent est mis sur le choix d'un modèle robuste et fiable représentant les lois de comportement définies pour le béton et l'acier. Il est nécessaire que les relations choisies soient validées par des données expérimentales. (13)

De nombreux modèles numériques de comportement du béton et de l'acier existent dans la littérature, permettant ainsi de mettre en évidence les phénomènes physique et les caractéristiques intervenant lors de la dégradation des matériaux. (13)

Dans cette étude, les modèles d'endommagement retenus sont ; le modèle développé par **Mander** pour le **béton confiné** et **non confiné**, et le modèle **élasto-plastique simplifié** (basé sur la théorie de plasticité) pour l'acier. (48-49)

II.8.1- Modèle de Mander du béton non confiné

Le béton a un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi homogène. Cette difficulté est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles, d'une matrice cimentaire et de cavité.

Le modèle constitutif développé par Mander a été également retenu dans la modélisation des quatre bâtiments (définition des matériaux) ; Ce permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non confiné, ordinaire ou à haute résistance à la compression comme à la traction.

➤ La courbe contrainte –déformation pour le béton non confiné.

Define —————> **Materials** —————> **add new material**(on définit les caractéristique mécanique du béton utilisé) —————> **switch to Advanced property** —————> **Modify/show matériel propreties** —————> **Nonlinear material data.**

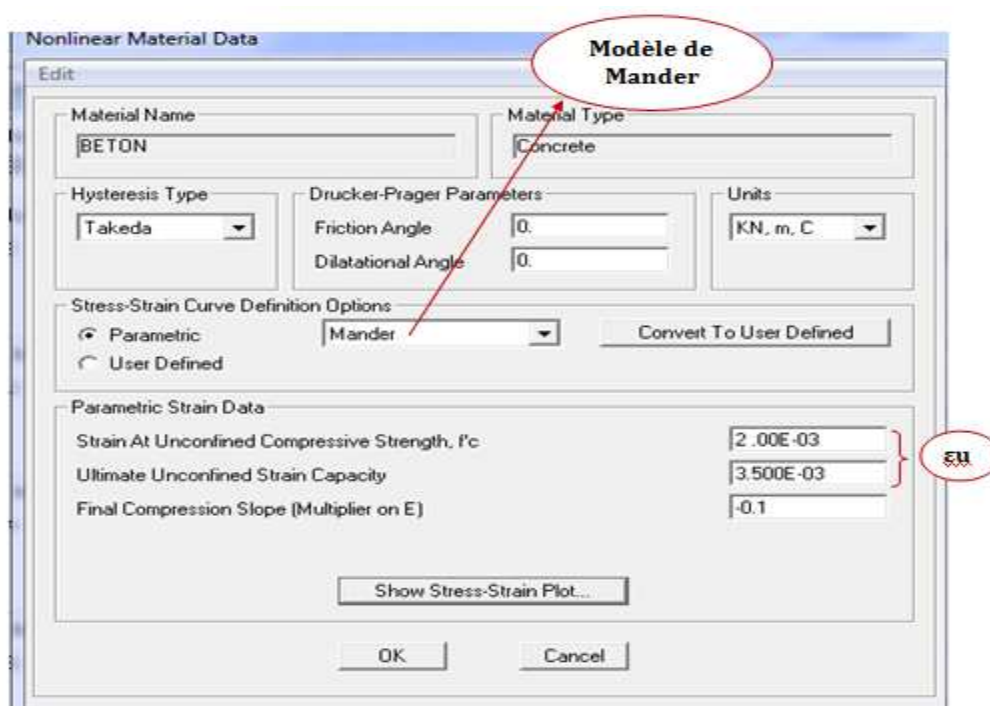


Figure II.11. Le choix du modèle d'endommagement de béton (SAP2000V14).

Le comportement du béton en compression, se traduit principalement par une relation contrainte-déformation non linéaire, la figure (II.12) illustre la relation contrainte déformation ($\sigma - \varepsilon$) du béton en compression.

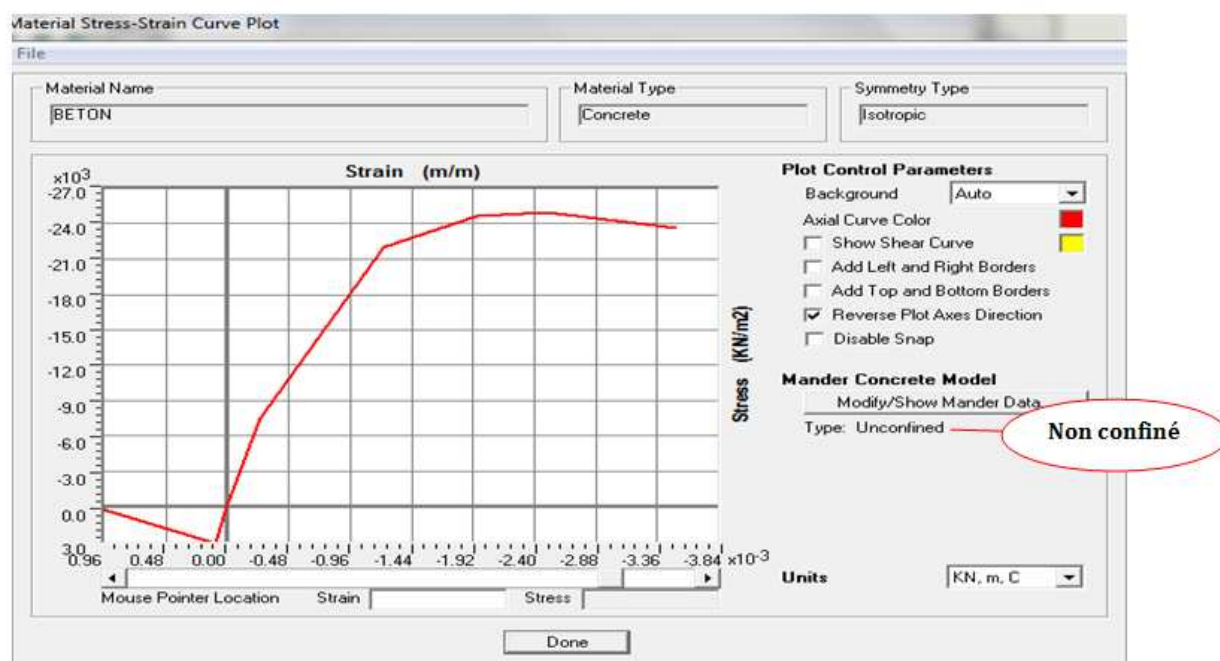


Figure II.12. La courbe de contrainte déformation (σ - ϵ) du béton non confiné (modèle de Mander donnés par Sap2000v14)

Le comportement du béton en compression, se traduit principalement par une relation contrainte-déformation non linéaire.

D'après la figure(II.12) on remarque deux courbes :

Courbe enveloppe de compression :

On remarque dans cette figure trois phases de comportement :

- Une branche ascendante presque linéaire jusqu'à 40 % de sa résistance en compression.
- En dépassant ce point, on observe que l'allure générale de la courbe tend à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations.
- Au- delà, la courbe présente un pic présentant un point d'inflexion, suivi d'une branche descendante post-pic correspondant à un comportement adoucissant .Une fois que le béton perd sa rigidité et se détériore complètement , la contrainte devienne alors nulle.

La courbe de compression, est définie par le module initial E_c , les coordonnées au pic (ϵ'_c , f'_c), telle que :

E_c : Module d'élasticité du béton (module d'young initial ; $E = 32164.200$ mpa).

$f'_c = f_{c28} = 25$ Mpa : La contrainte résistance à la compression du béton.

ϵ'_c : La déformation du béton due à la contrainte de compression maximal.

b. Courbe enveloppe de traction.

Pour la courbe contrainte –déformation du béton en traction, on peut distinguer deux phases importants du comportement :

- Dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste d'atteindre le pic.
- Une deuxième phase (phase adoucissement) est caractérisée par une chute presque brutale de contrainte.

II.8.2- Modèle de l'acier

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe fig (II.13) montre l'allure du comportement de l'acier soumis.

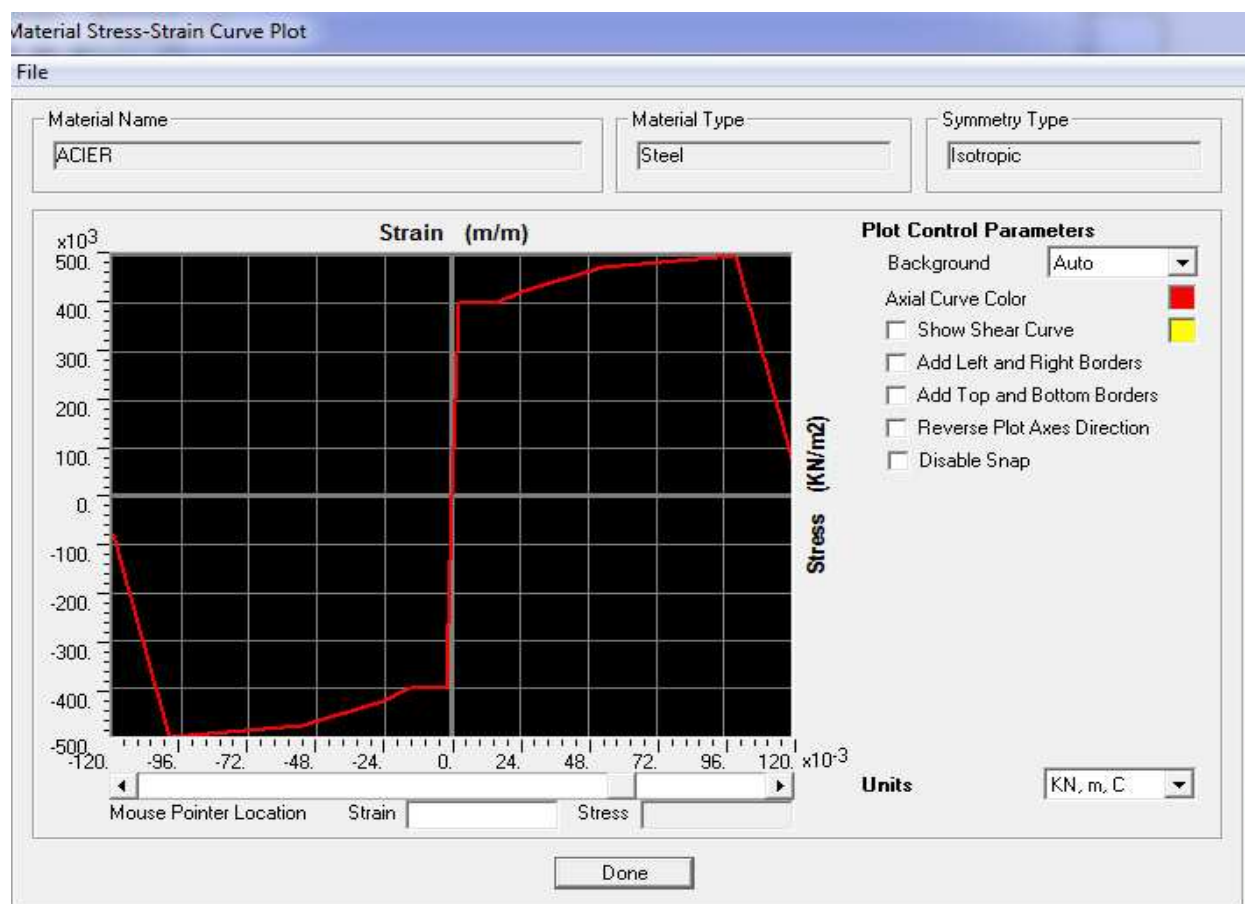


Figure II.13. La courbe de contrainte déformation (σ - ϵ) du acier (modèle simplifié donnés par Sap2000v14).

II.8.3- Modèle de Mander du béton confiné

Pour l'étude d'un béton confiné sous chargement monotone en compression ; Mander a proposé une approche unifiée applicable à la fois le renforcement transversal de forme circulaire ou rectangulaire. La courbe contrainte –déformation illustré dans la Figure (II.14) et est basé sur une équation proposée dans Annexe B.

Mander Concrete Stress-Strain Data

Material Name:

Material Type:

Symmetry Type:

Units:

Mander Type:

- ☐ Unconfined
- ☒ Confined: Rectangular Core
- ☐ Confined: Circular Core; Hoop Confinement Steel
- ☐ Confined: Circular Core; Spiral Confinement Steel

Mander Data Source:

- ☐ Frame Section Property
- ☒ User Defined

General Confinement Bar Data:

- ☐ Confinement Bar Property
- ☒ Confinement Bar Yield Stress:
- Tie Longitudinal Spacing (CL to CL):

Rectangular Core Confinement Bar Data:

- ☒ Confinement Bar Size:
- ☐ Confinement Bar Area:

Rectangular Core X-Direction Confinement Bar Data:

- Number of X-Direction Tie Legs:
- CL to CL Distance Between X-Direction Perimeter Tie Legs:

Rectangular Core Y-Direction Confinement Bar Data:

- Number of Y-Direction Tie Legs:
- CL to CL Distance Between Y-Direction Perimeter Hoop Legs:

Update Plot

OK Cancel

Figure II.14. Ferrailage un voile L =4.0m (Sap2000v14).

La résistance à la compression et la déformation ultime du béton confiné sont basés sur le confinement (renforcement transversal).

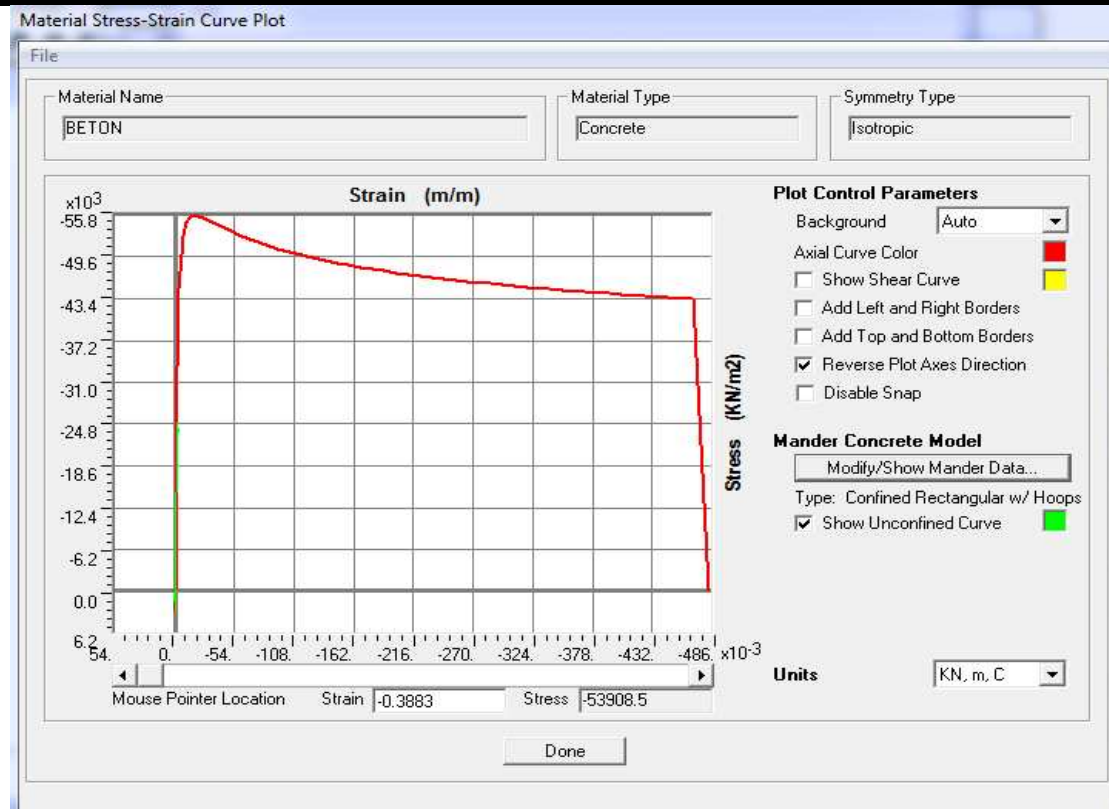


Figure II.15. La courbe de contrainte déformation (σ - ϵ) du béton confiné (modèle de Mander donnés par Sap2000v14).

D'après la courbe de contrainte déformation du béton confiné des voiles de modèle de mander est égale **55.8 Mpa**, et la déformation correspondante est de **0.018**.

Chapitre III

**Présentation des
structures étudiées**

IV.1-Introduction

La conception parasismique d'un bâtiment, ou plus généralement d'un ouvrage, consiste à opter pour une architecture qui lui confère un bon comportement lorsqu'il est exposé à un tremblement de terre. Sont concernés : **forme d'ensemble du bâtiment** et **choix du système porteur**, c'est à dire son organisation en plan et en élévation, sa configuration et la disposition des éléments de la structure principale (voile, poteaux, etc...).

III.2- Description de la structure :

III.2.1-La géométrie de la structure :

Les structures considérées pour l'étude sont des bâtiments en **(R+6)** à usage d'habitation.

Les bâtiments sont implantés sur un sol ferme de classe **(S2)**, situé dans une zone à forte sismicité (**Zone III**), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de **classe 2**, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à **0.25g**.

Notre bâtiment, comporte :

- Un rez de chaussée (habitation).
- étages à usage d'habitation.

Dimensions en élévation :

- Hauteur total du bâtiment **21.42m**.
- Hauteur du rez chaussée **3.06m**.
- Hauteur de l'étage courant **3.06m**.

Dimensions en plan :

- Longueur totale **18.00m**.
- Largeur totale **18.00m**.

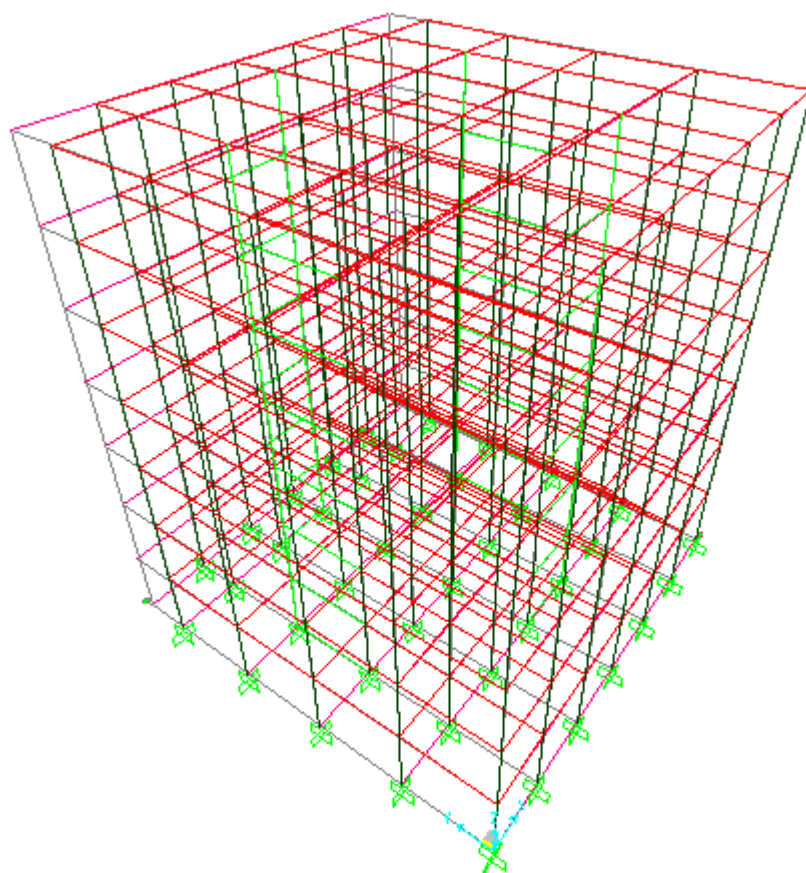
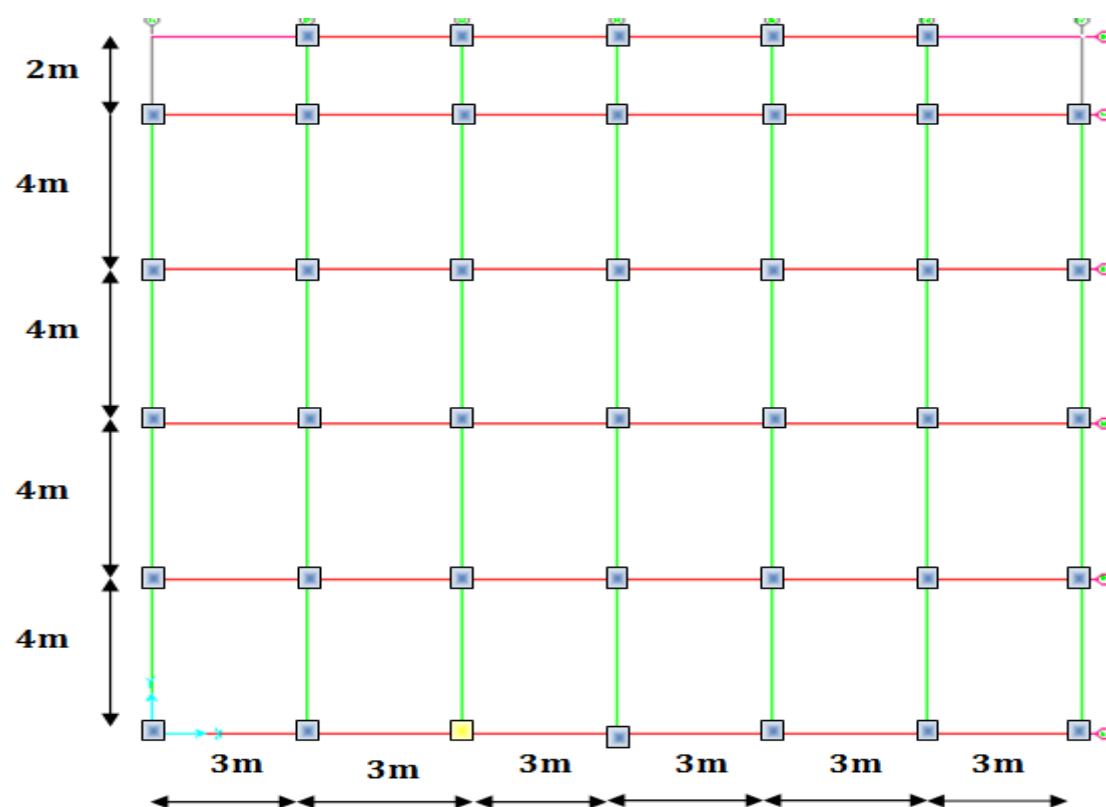


Figure.III.1 : la géométrie en plan et en élévation de la structure.

III.2.2-Etude de la régularité du bâtiment

D'après l'article 3.5.a de règlement parasismique algérien RPA 99/V2003 : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales, ainsi que La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

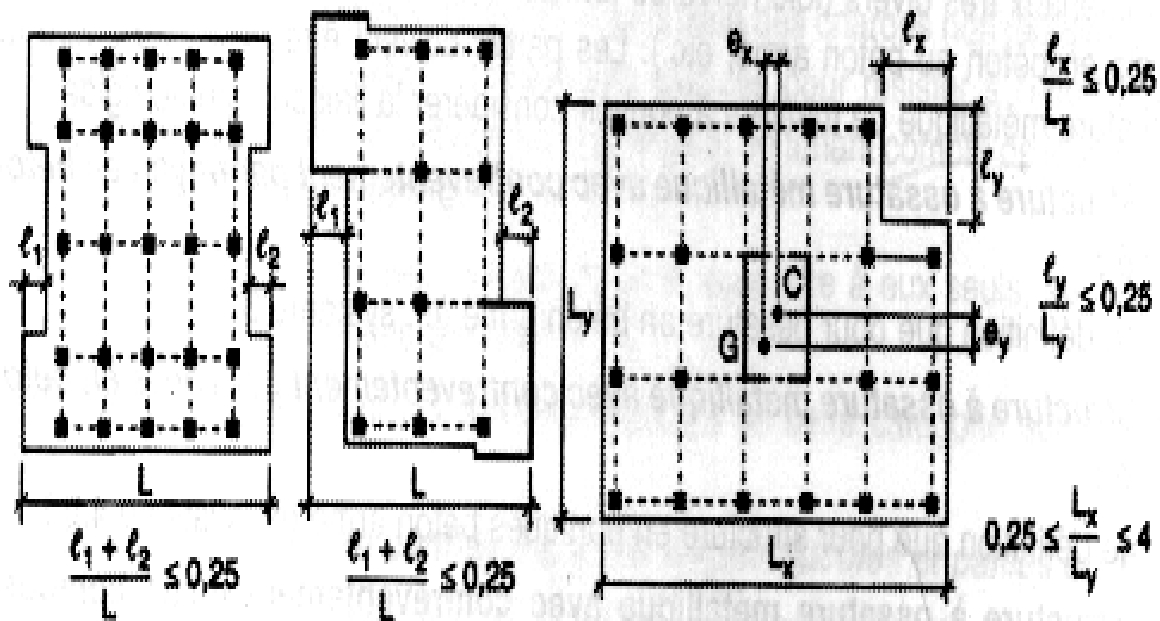


Figure III.2 : Limites des décrochements en plan. (23)

La longueur totale de la structure $L_x=18,00\text{m}$

La largeur totale de la structure $L_y=18,00\text{m}$

Sens YY :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{2}{18} = 0.11 < 0.25$$

Condition vérifiée.

SensXX:

$$\frac{l_{x1}+l_{x2}}{L_x} = \frac{3+3}{18} = 0.33 > 0.25$$

Condition non vérifiée

Toutes les conditions de la régulation en élévation sont vérifiées. Donc la structure est irrégulière en plan et régulière en élévation, d'après l'article 3.5.a de RPA99V2003.

III.3-Caractéristiques des matériaux :

III.3.1-Béton :

Le béton qui sera utilisé pour la construction doit être conforme aux règlements exigés par le B.A.E.L 91. La masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m³.

- **Résistance de béton :**

La résistance à la compression est de : **fc28 = 25 MPa**

E_b : module de déformation du béton $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} = 15 \text{ MPa}$.

E_s : module de déformation de l'acier.

- Le rapport E_s/E_b est appelé coefficient d'équivalence : **n = 15**.

ELU : Diagramme « parabole-rectangle » contrainte /déformation

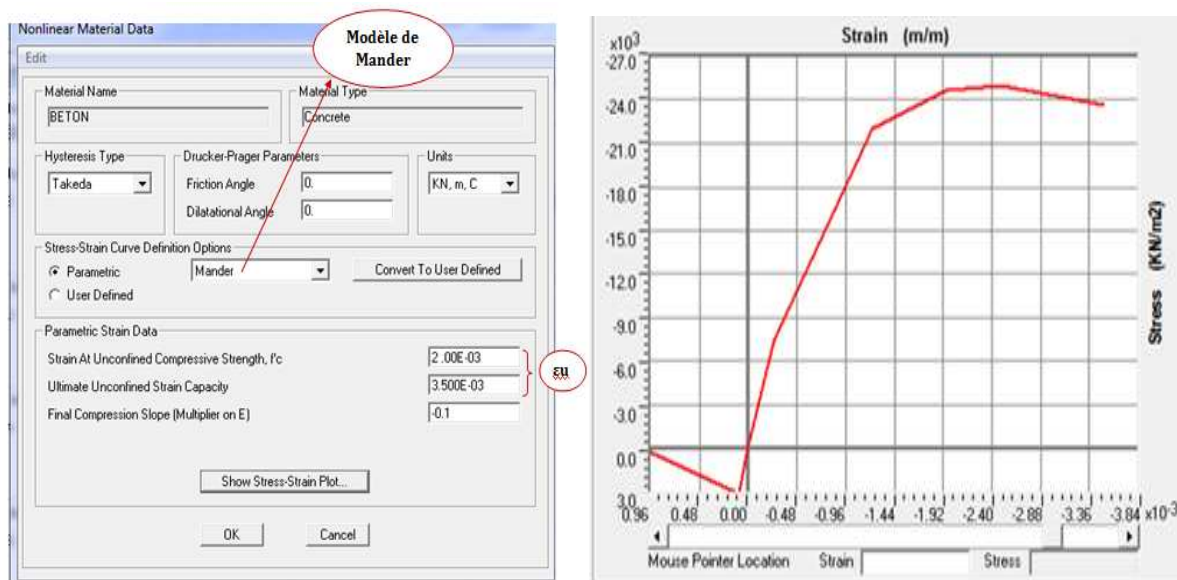


Figure III.3 : Diagramme contrainte /déformation pour le béton non confiné.

γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs

$\gamma_b = 1,5$ cas général

$\gamma_b = 1,15$ cas accidenté

III.3.2-Acier :

L'acier doit être conforme aux normes AFNOR, avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

Acier HA: FeE400 $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa Situation général } (\gamma_s = 1,15).$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa Situation accidentelle } (\gamma_s = 1).$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$\eta = \text{Coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} \eta = 1,6 \rightarrow \text{HA} \\ \eta = 1 \rightarrow \text{RL} \end{cases}$$

Fissuration non préjudiciable : Aucune vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq 201.633 \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{f_e}{2}, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq 200 \text{ MPa}$$



Figure III.4 : Diagramme contrainte /déformation pour le béton confiné.

III.4-Choix des dispositions de voiles à étudier:

Les constructions contreventées par des voiles en béton armé doivent présenter ;

- **Un nombre suffisant** (au moins deux éléments de contreventement verticaux) doivent être disposés dans chaque direction principale.
- et **bien disposés** ; « structure rigide » qui limite les déplacements relatifs des planchers beaucoup plus que les ossatures ne le font. (6-23)
- Afin de ne pas soumettre la structure à **une torsion** d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventements par rapport au centre de gravité du niveau. (10-40)

Par ailleurs, en raison de la dissymétrie de la géométrie de la structure, nous allons effectuer l'analyse push over **suivant les deux sens xx et yy** en faisant varier les dispositions de voiles suivant les deux directions.

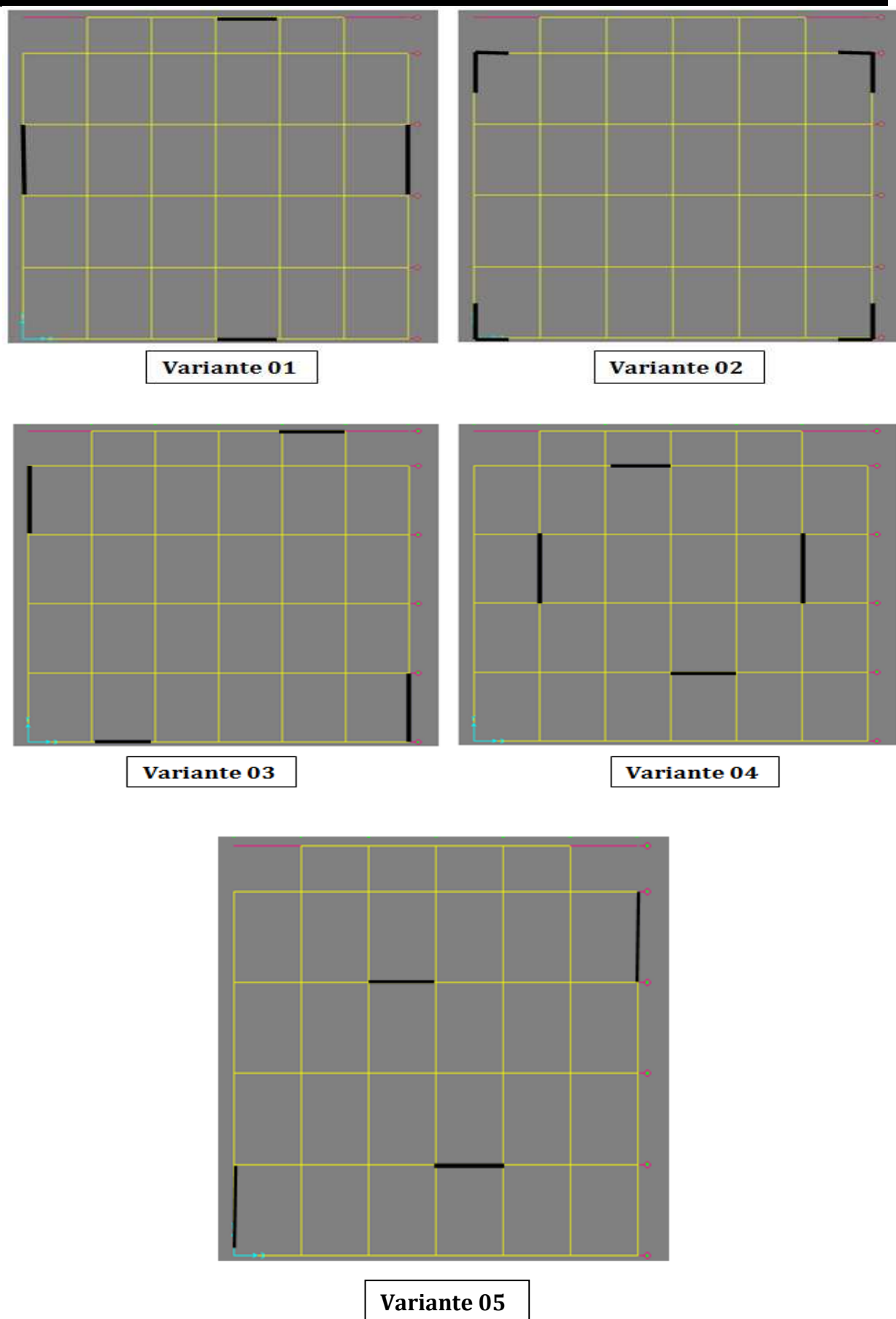
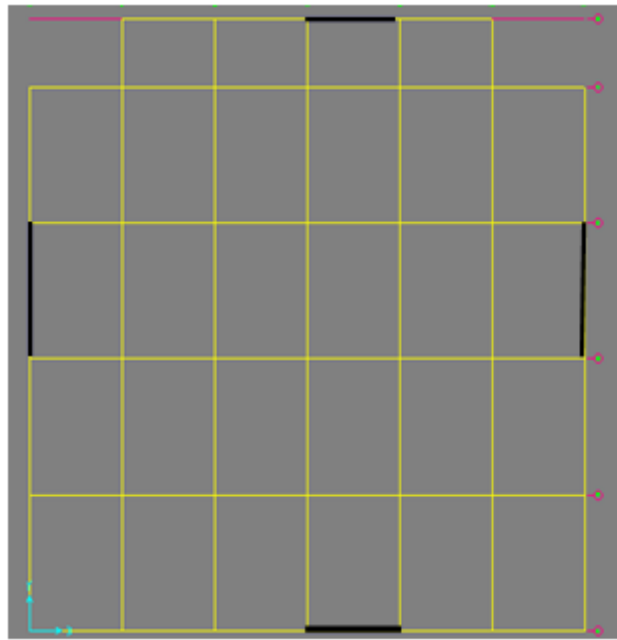


Figure III.5 : les dispositions des voiles (les variantes).

III.4.1 -Exemple d'application (la variante N°1)**Figure III.6** : La configuration en plan de la variante N°1.**III.4.2- Dimensionnement de la structure :**

La structure est dimensionnée et vérifiée selon le code de béton aux états limites (**BAEL91**) et le règlement parasismique algérien (**RPA2003**) sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel **SAP2000V14**.

➤ Poutres :

Les poutres principales de la structure sont les porteuses, elles pré dimensionnées selon les formules suivantes :

La hauteur h par : $L/15 \leq h \leq L/10$.

La largeur b par : $0.6h \leq b \leq 0.7 h$.

Les poutres secondaires (non porteuses) sont dimensionnées avec les mêmes formules.

➤ Poteaux

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

$$B \geq N / \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : la contrainte limite de service du béton en compression $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

D'après RPA 99/2003 Art (7.4.3.1) : pour éviter ou limiter le risque sismique de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul noté N_d , exprimé dans cette formule :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

➤ **Les voiles** : on opte pour une épaisseur de 20 cm.

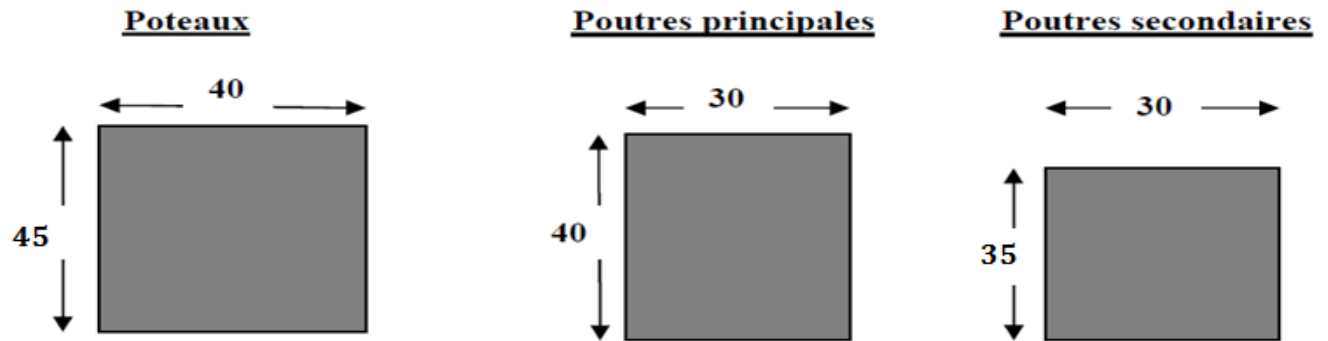


Figure III.7 : Les dimensions des poteaux et les poutres.

III.4.3- Détermination la charge latérale à partir Le code R.P.A.99 v2003

Le règlement parasismique Algérien **R.P.A 99 v03** (23) est recherché pour chaque mode de vibration, et pour le maximum des effets engendrés dans la structure.

L'action sismique est traduite par le **spectre de réponse** représenté par une courbe retraçant la vibration d'accélération spectrale relatif **Sa/g** d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre non amortie **T** :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- η** : Facteur de correction d'amortissement.
- R** : Coefficient de comportement.
- Q** : Facteur de qualité.
- T₁, T₂** : Périodes de transition.
- η** : facteur de correction d'amortissement

Coefficients définis par le
RPA 99 version 2003

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

ε(%) : est le pourcentage d'amortissement

Q : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_{\tau_i}$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non", Tab.4.4 (RPA 99/2003).

III.4.4- Vérification comportement dynamique de la structure:

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à **90 %** de la masse totale de la structure.

Step	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0.591	0.722	0.000	0.000	0.722	0.000	0.000	0.000
2	0.517	0.000	0.705	0.000	0.722	0.705	0.000	0.000
3	0.393	0.002	0.003	0.000	0.724	0.707	0.000	0.002
4	0.153	0.161	0.000	0.000	0.885	0.707	0.000	0.005
5	0.126	0.000	0.180	0.000	0.885	0.887	0.000	0.076
6	0.093	0.000	0.001	0.000	0.885	0.888	0.000	0.046
7	0.070	0.000	0.000	0.442	0.885	0.888	0.442	0.000
8	0.069	0.063	0.000	0.000	0.948	0.888	0.442	0.020
9	0.067	0.000	0.000	0.000	0.948	0.888	0.442	0.000
10	0.066	0.000	0.000	0.000	0.948	0.888	0.443	0.000
11	0.064	0.000	0.000	0.012	0.948	0.888	0.455	0.000
12	0.063	0.000	0.000	0.055	0.948	0.888	0.510	0.000
13	0.062	0.000	0.000	0.012	0.948	0.888	0.522	0.000
14	0.061	0.000	0.000	0.004	0.948	0.888	0.526	0.000
15	0.060	0.000	0.000	0.000	0.948	0.888	0.526	0.000
16	0.059	0.000	0.000	0.001	0.948	0.888	0.527	0.000
17	0.058	0.000	0.000	0.004	0.948	0.888	0.531	0.000
18	0.057	0.000	0.063	0.000	0.948	0.950	0.531	0.027
19	0.056	0.000	0.001	0.005	0.948	0.951	0.536	0.000
20	0.056	0.000	0.000	0.002	0.948	0.952	0.538	0.000

Tableau III.1: Vérification du comportement dynamique de la variante 1.

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

III.4.5- Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à **90 %** de la masse totale de la structure.

Direction xx : 18modes (**94.8%** de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 18modes (**95%** de la masse sismique de la structure)

III.4.6- Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :

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

Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

$$V_x = 18014.472 \text{ KN}$$

$$V_y = 1923.326 \text{ KN}$$

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$A = 0.25. \text{ (Zone III).}$$

$$R = 5 \text{ (structure mixte avec interaction).}$$

$$W = 24576.585 \text{ KN (poids total de la structure sous combinaison G+0.2Q).}$$

$$D = 1.47 \text{ (facteur d'amplification dynamique).}$$

$$Q_x = 1.05 \text{ (facteur de qualité) suivant xx.}$$

$$Q_y = 1.00 \text{ (facteur de qualité) suivant yy}$$

$$V_{msex} = \frac{ADQ_x}{R} W = \frac{0.25 \times 1.47 \times 1.05}{5} \times 24576.586 = 1896.698 \text{ KN}$$

$$V_{mse_y} = \frac{ADQ_y}{R} W = \frac{0.25 \times 1.47 \times 1.00}{5} \times 24576.586 = 1806.379 \text{ KN}$$

$$V_x \text{ dyn} = 18014.472 > 80\% \text{ VMSE} = 1517.358 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = 1923.326 > 80\% \text{ VMSE} = 1445.1032 \text{ KN}$$

III.4.7- Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage (3.06m).

	$\Delta x(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm})$
étage 1	0.0931	0.0039
étage 2	0.289	0.0125
étage 3	0.5389	0.024
étage 4	0.8093	0.0372
étage 5	1.0762	0.051
étage 6	1.3257	0.0647
étage 7	1.5515	0.0779

Tableau III.2: Vérification les déplacements latéraux des étages.

III.4.8- Les contraintes dans les voiles

Le tableau suivant présente les contraintes normales et de cisaillement à la jonction (voile-poutre) :

σ_{22}^+ : la contrainte de compression(MPA).

σ_{22}^- : la contrainte de traction (MPa).

σ_{12} : la contrainte de cisaillement (MPa).

	ELU		ELS		GQE	
	σ_{22}	σ_{12}	σ_{22}	σ_{12}	σ_{22}	σ_{12}
RDC: base sommet	2.759	0.017	2.013	0.012	1.381	0.012
	2.561	0.017	1.867	0.012	1.281	0.012
1 étage	2.178	0.030	1.585	0.021	1.089	0.021
2 étages	1.798	0.030	1.307	0.027	0.895	0.027
3étage	1.394	0.051	1.016	0.037	0.695	0.037
4étage	0.962	0.051	0.701	0.037	0.478	0.037
5 étage	0.628	0.065	0.427	0.047	0.311	0.047
6 étages	-0.356	0.091	-0.259	0.066	-0.679	0.066

Tableau III.3. Les contraintes normales et de cisaillement à la jonction (voile-poutre).

Présentation graphique des contraintes normale et de cisaillement dans les voiles :

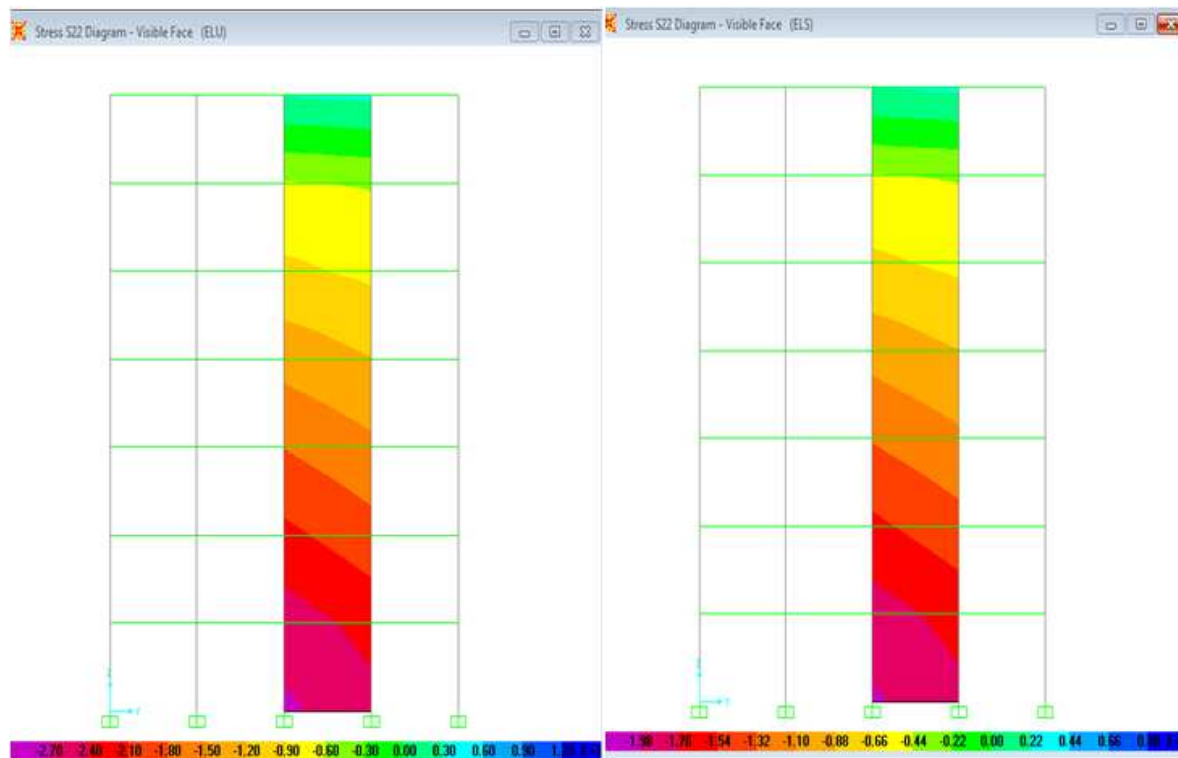


Figure III.8. Les contraintes normales σ_{22} dans les voiles à ELU et ELS.

On constat d'après la figure (III.8) :

- Les contraintes de compression σ_{22} sont fortes à la base ($\sigma_{22}=2.76$ MPA sous la combinaison ELU, $\sigma_{22}=2.013$ MPA sous la combinaison ELS), et diminue à leurs sommets.
- On remarque dans le voile, forte zone de compression à la jonction (voile-poutre).
- Apparition de petite zone de traction au dessous de jonction (voile-poutre) de dernier niveau.

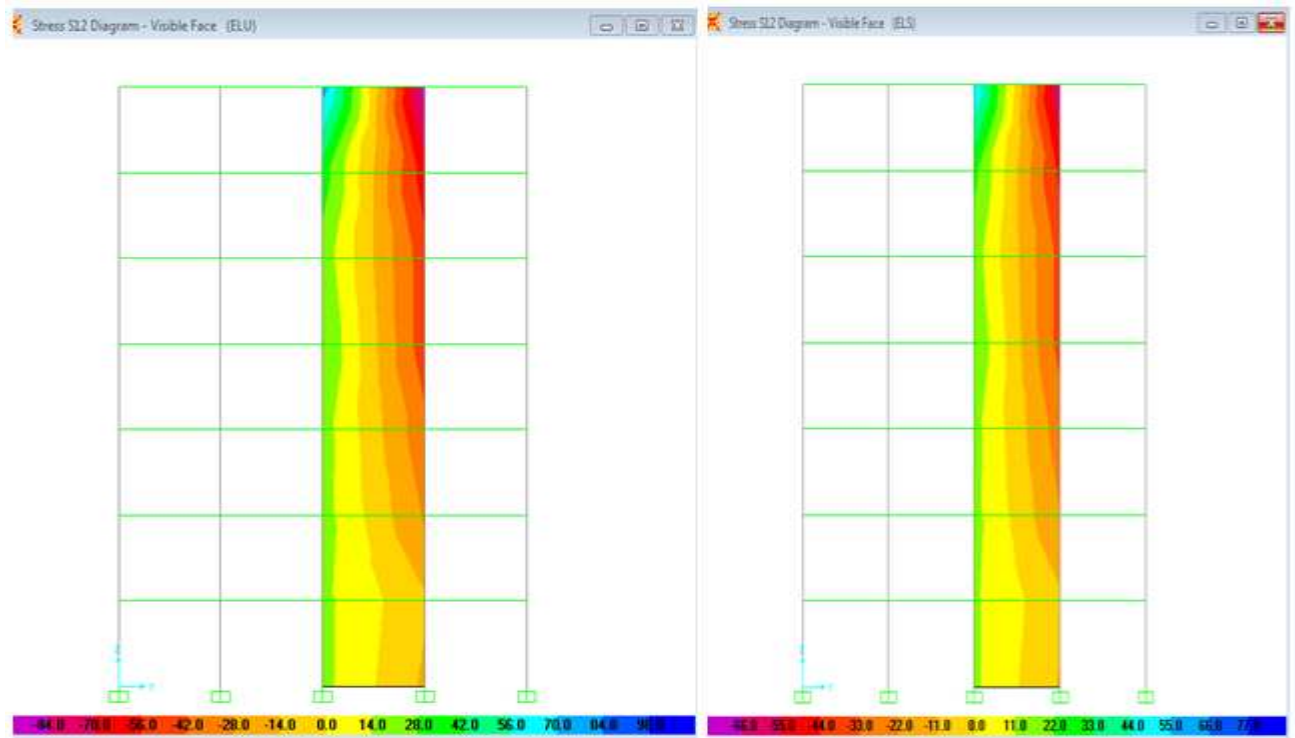


Figure III.9. Les contraintes de cisaillement σ_{12} dans les voiles à ELU et ELS.

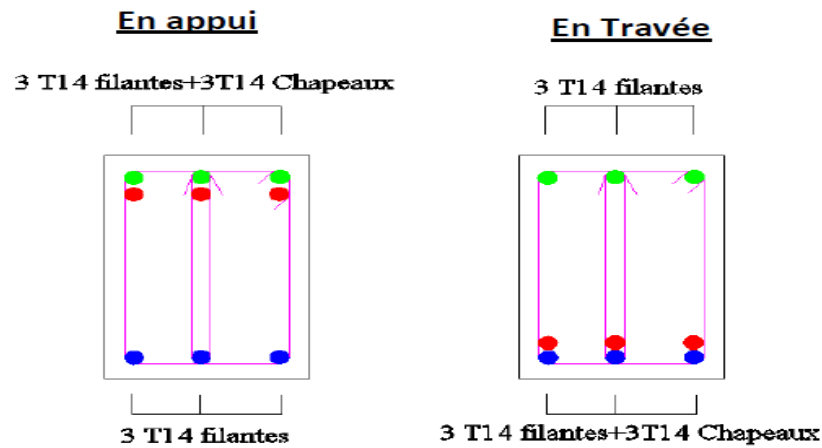
On constat d'après la figure (III.9) :

- Les contraintes de cisaillement σ_{12} sont faible à la base ($\sigma_{12}=0.017$ MPA sous la combinaison ELU, $\sigma_{12}=0.012$ MPA sous la combinaison ELS), et augmente à leurs sommets.
- On remarque dans le voile, forte zone de cisaillement à la jonction (voile-poutre), au voisinage des poteaux.

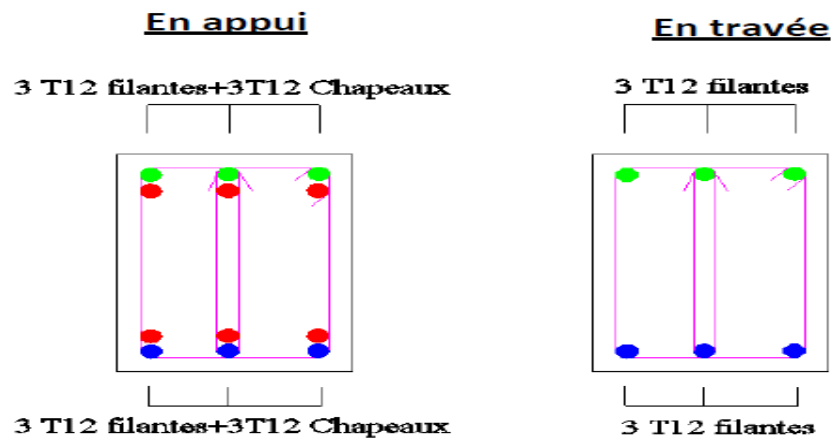
Conclusion

Après avoir effectué les vérifications ; les éléments de la structure seront ferrailés en respectant les règlements (RPA99/V2003).

➤ Les poutres principales :



➤ Poutres secondaires



➤ Les poteaux et les voiles

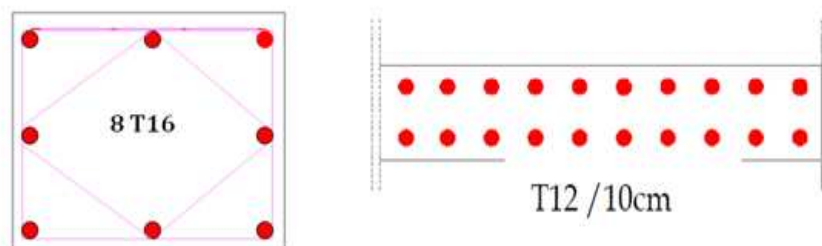


Figure III.10. Ferrailages des éléments (poteaux, poutres, et voiles).

III.5- Étude de capacité du bâtiment étudié

III.5.1- Les lois de comportement non linéaire

En SAP2000, Les poutres et les poteaux sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement ; les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacun de leurs extrémités, les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation moment résistant de la section de béton armé du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant de ce dernier.

Les Propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant les l'ATC-40 (22) et la FEMA-273 (21).

Nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par logiciel comme :

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

III.5.2- La loi Force –Déplacement généralisée associée aux poutres et poteaux

Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera modifiée comme indiqué sur la **fig (IV.11)**, où **IO**, **LS** et **CP** sont respectivement le début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage. (29)

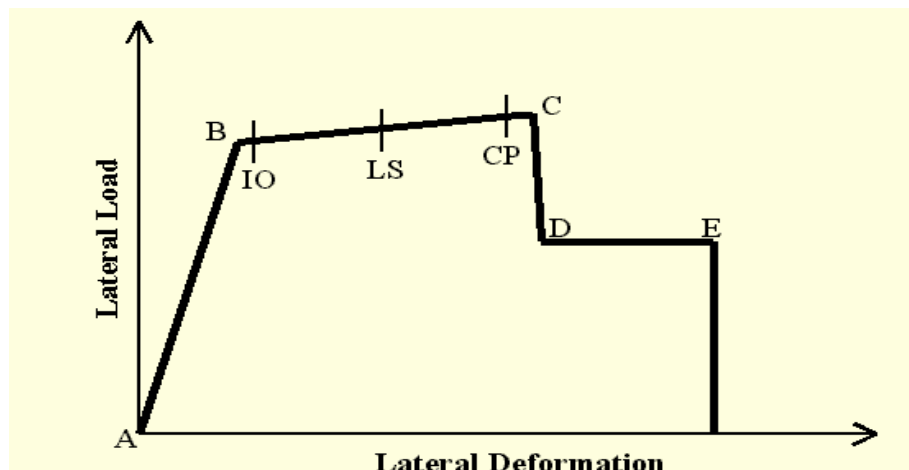


Figure III.11. La loi Force –Déplacement non linéaire idéalisée pour les poutres et les poteaux. (29)

La figure(III.11) montre également les déformations **a** et **b** en relation avec la courbe non linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, désignés les paramètres IO, LS et CP qui seront définis ci – après.

III.5.3- Niveaux de performance de la structure.

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que les éléments de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous formes de fissurations, d'instabilités, de ruptures de certains de ses éléments .Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance lorsque la réponse d'une déformation permanentes subsisteront. (35-21)

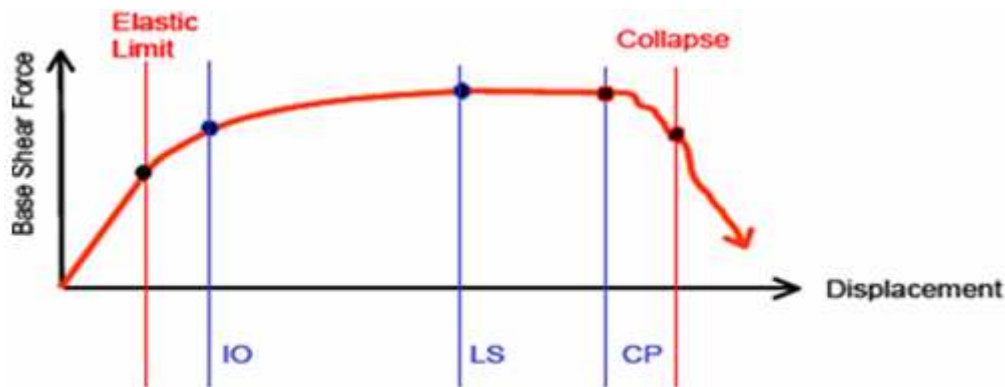


Figure III.12 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages. (35)

Dans les analyses effectuées dans le cadre de ce travail, trois point présentant trois niveaux de dommages de la structure (appelés niveaux de performance) sont définis sur la courbe force-déplacement. (21)(en se référant au tableau de FEMA 273, dans **Annexe A**)

Niveau IO : Immediate Occupancy(Occupation Immédiate).

Niveau LS : Life Safety (Sécurité de la vie).

Niveau CP: Collapse Prévention (Prévention de la ruine)

Au niveau IO ; **Immediate Occupancy** : Les dommages sont relativement limités, la structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau LS ; **Life Safety** : La structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau CP ; **Collapse Prévention** : La structure à subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer. (21-35)

III.5.3.1- Introduction des rotules plastique aux poutres et des poteaux:

Sélection les poutres → Assign → frame → hinges.
 Dans la fenêtre qui apparaitre (figure III.13) pour chaque type de rotule choisie « hinge property », on introduit dans la case « relative distance » les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (nœud).

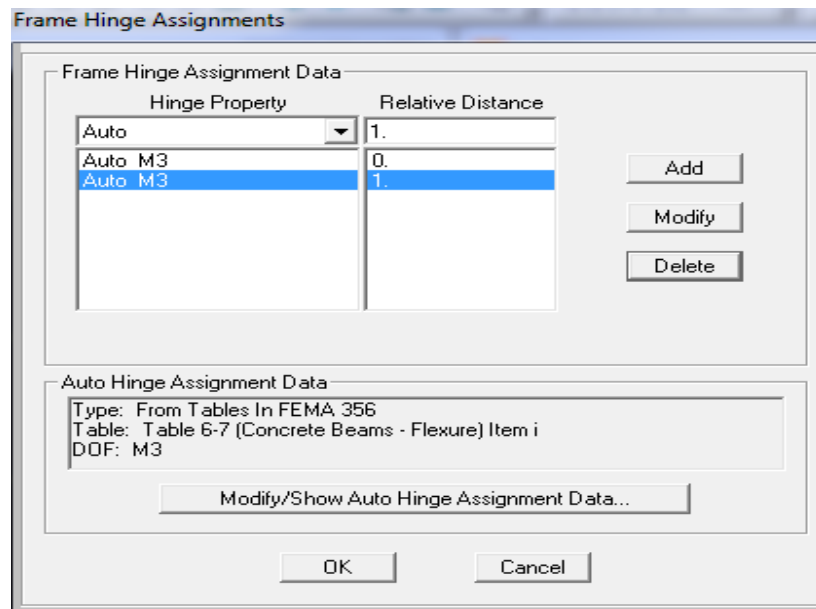


Figure III.13. Introduction des rotules plastique pour les poutres.

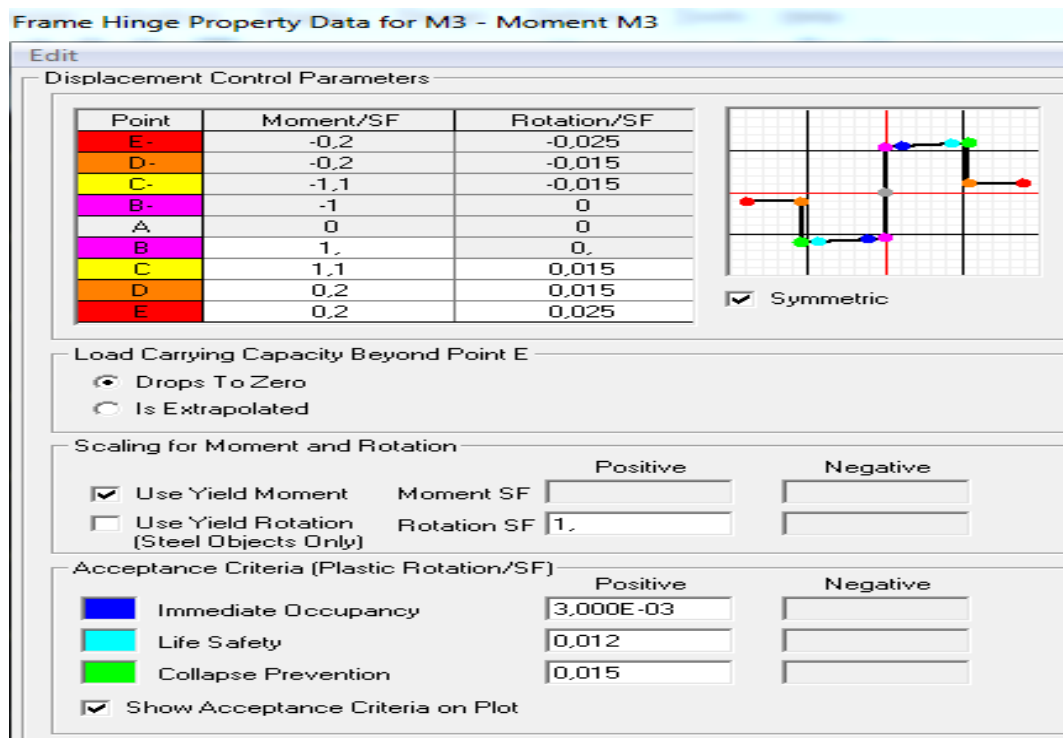


Figure III.14. Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion).

Pour ce qui est des poteaux on introduit des rotules de cisaillement **V3** et **V2** et des rotules de type défaut **PMM** qui tiennent compte de l'interaction effort normal – moment(35).

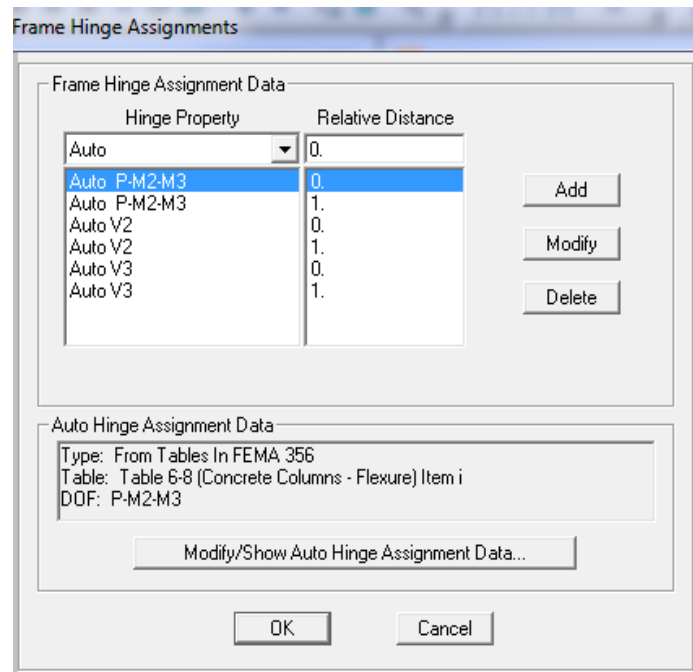


Figure III.15. Introduction des rotules plastique pour les poteaux.

III.5.3.2- Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Define → load cases → G → modify /show load cases →

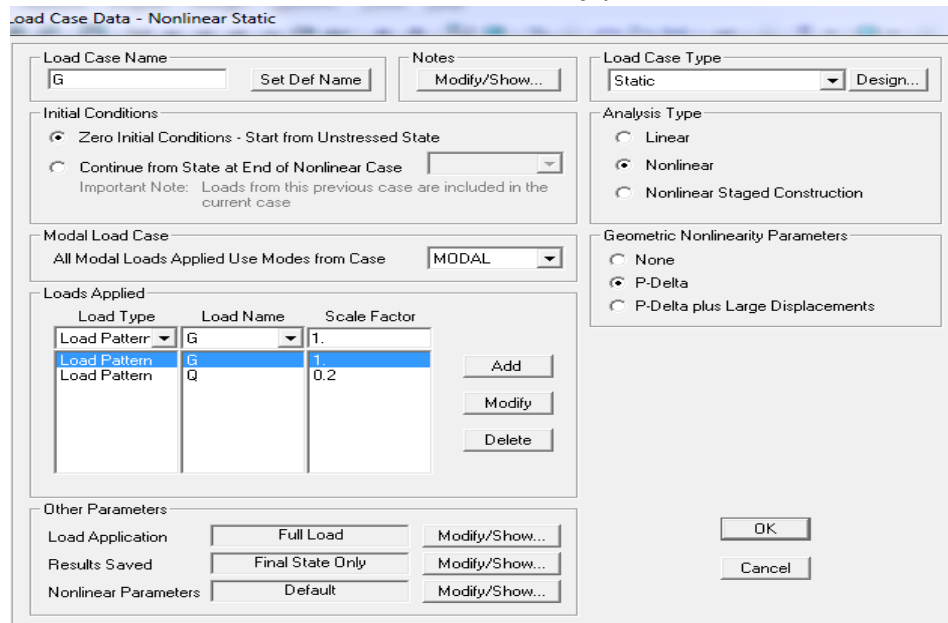


Figure III.16. Définition de la charge gravitaires non linéaire.

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

III.5.3.3- Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales. Des investigations faites par (Saiidi et Sozen 1981 ; Miranda 1991 ; Qi et Mohele 1991 ; Lawson et Al 1994 ; Fajfar et Fishinger 1988 ; Krawinkler et Seneviratna 1998 ; Maison et Bonowitz 1999 ; Gupta et Krawinkler 2000) ont montré que cette hypothèse peut conduire à de bonnes prédictions de la réponse sismique globale d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans son premier mode de vibration. (13)

Par conséquent, nous avons choisit d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du **mode fondamental**.

Pour définir l'analyse sous charges horizontales on clique sur : Define Static Non Linear / Push Over Cases.

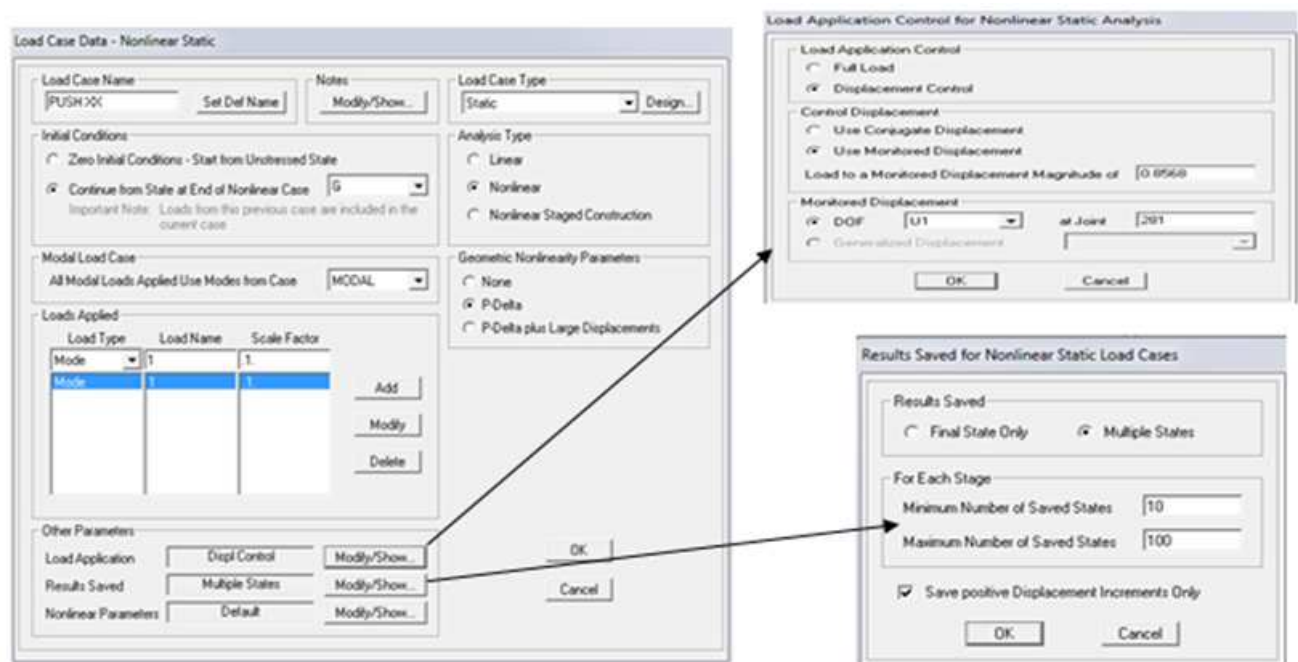


Figure III.17. Définition de la charge horizontale.

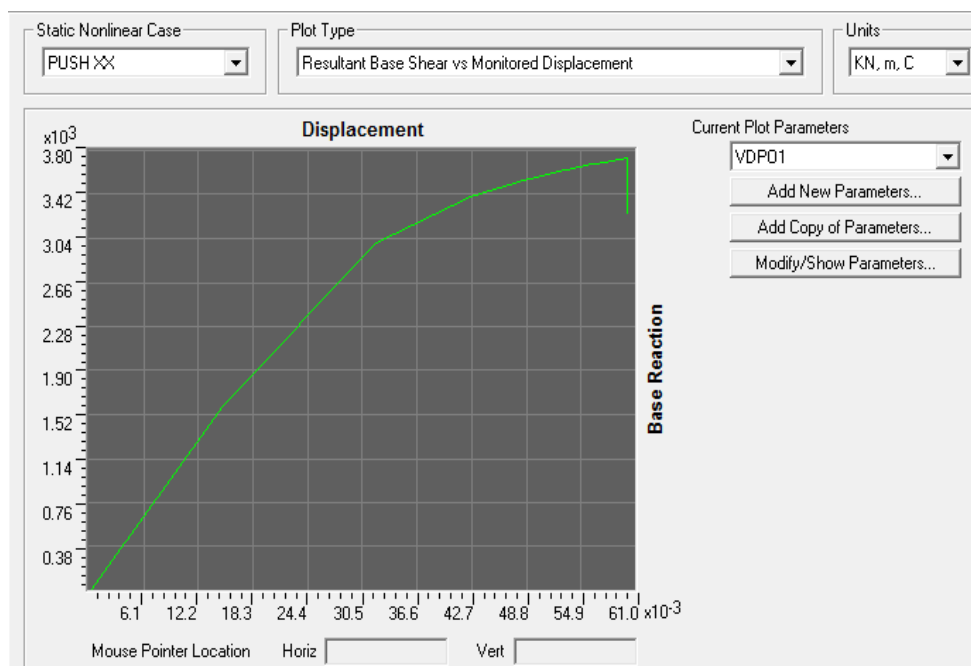
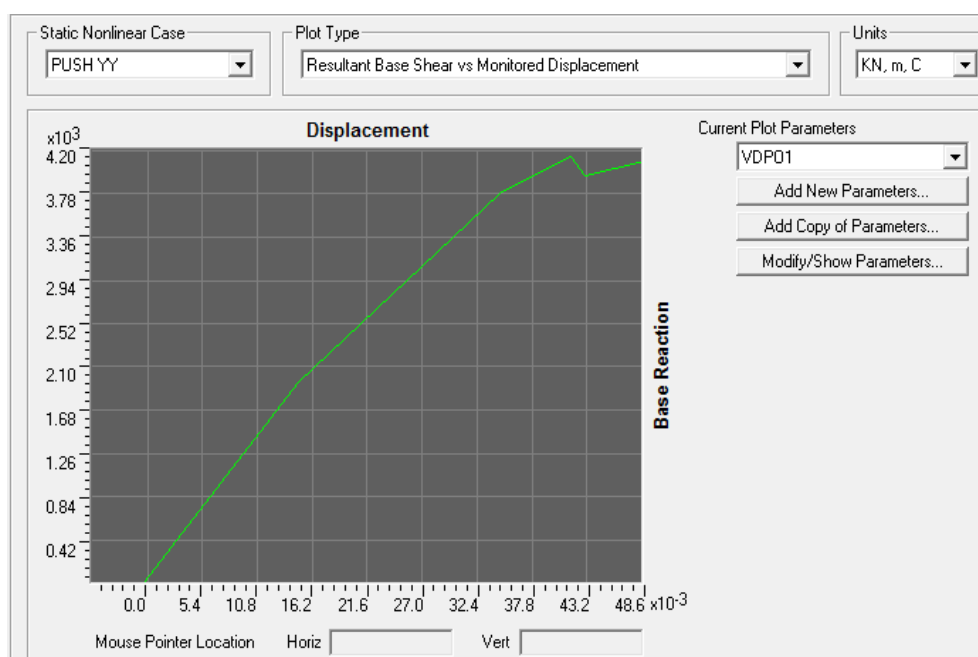
III.5.3.4- Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

Analyse Run Static Non Linear Analysis.

Pour visualiser la courbe de capacité ; **Display Show Static Pushover Curve.**

Dans la fenêtre qui apparait (**Figure IV.13**), on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case "**Static Nonlinear Case**".

III.5.4- Les résultats de l'analyse statique non linéaire Push over**Figure III.18.a.** La courbe de capacité dans le sens xx.**Figure III.18.b.** La courbe de capacité dans le sens yy.

III.5.4.1- La courbe de capacité

La courbe de capacité déduite du calcul numérique est présentée dans les figures (III.18) et (III.19) dans les deux sens est caractérisé par :

➤ Sous push xx :

Un état élastique limite correspondant au **point 1**, où on a une résistance limite de $V_y=1602.079\text{KN}$, un déplacement limite $d_y=1.50\text{cm}$ et une raideur latérale initiale $K_0=106805\text{ KN/m}$

Un état limite ultime correspondant au **point 2** où on a une résistance ultime $V_u = 3739.307\text{KN}$ et un déplacement maximum $du=6.00\text{cm}$.

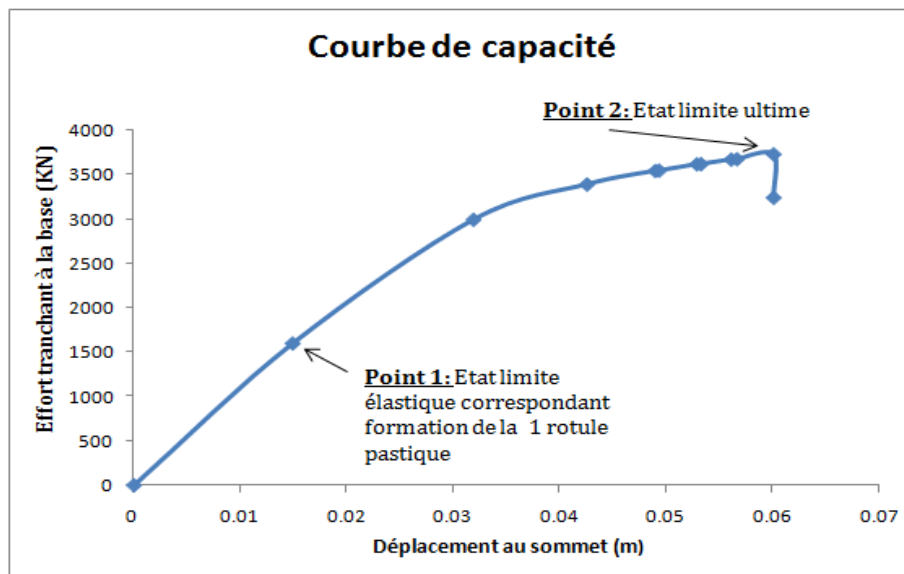


Figure.III.19.a. Courbe de capacité du bâtiment N°1 sous Push XX (Effort tranchant/Déplacement au sommet).

➤ Sous push yy :

Un état élastique limite correspondant au **point 1**, où on a une résistance limite de $V_y= 1945.9692\text{KN}$, un déplacement limite $d_y=1.485\text{cm}$ et une raideur latérale initiale $K_0=131023\text{ KN/m}$

Un état limite ultime correspondant au **point 2** où on a une résistance ultime $V_u =4050.091\text{KN}$ et un déplacement maximum $du=4.88\text{ cm}$.

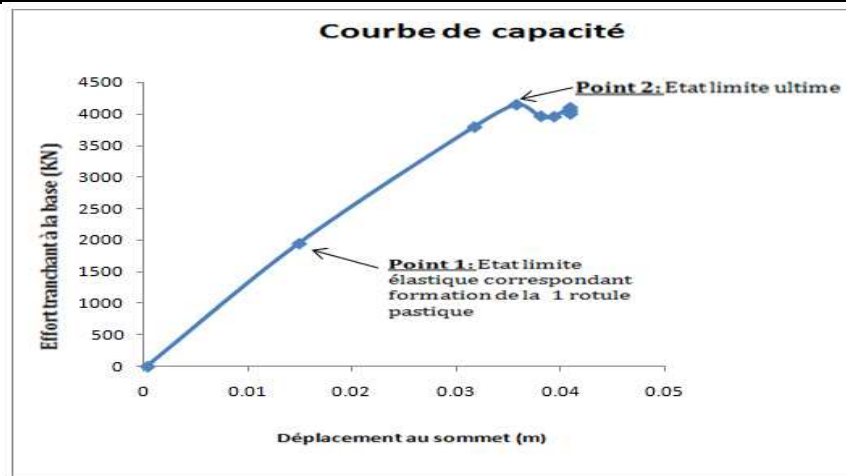


Figure.III.19.b. Courbe de capacité du bâtiment N°1 sous Push YY (Effort tranchant/Déplacement au sommet).

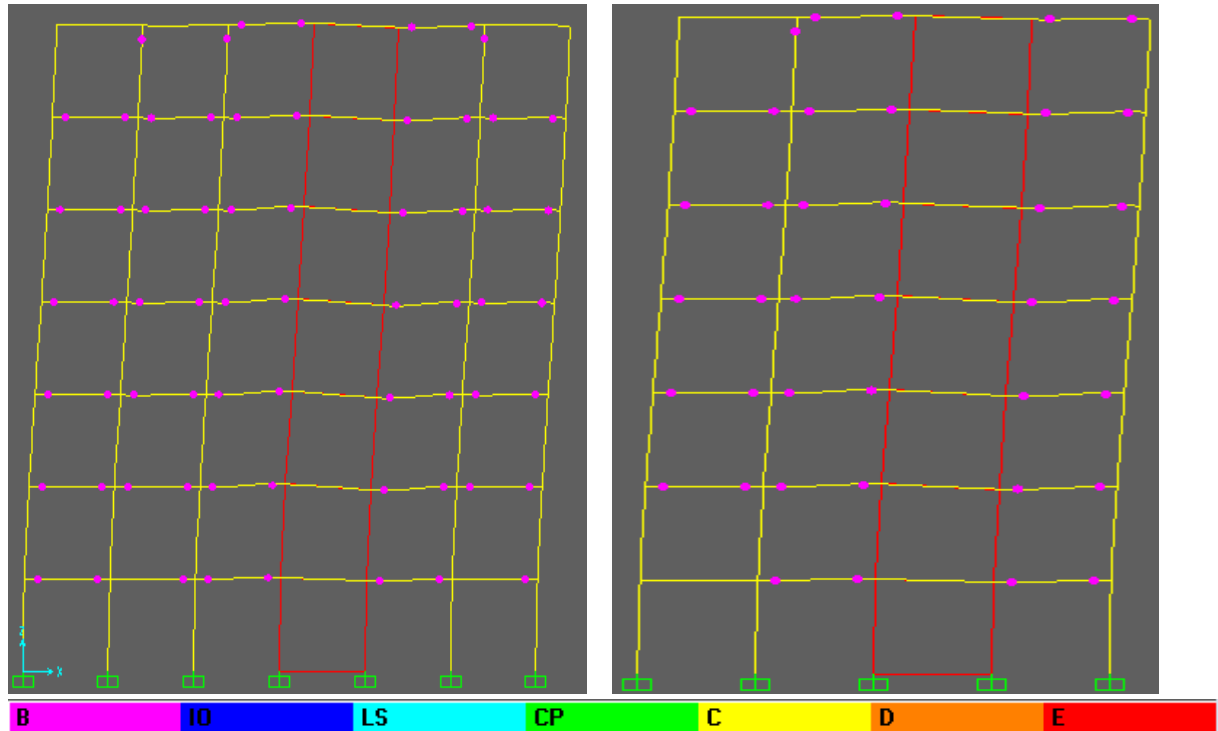
D'après les courbes de capacité précédentes nous pouvons remarquer que:

- La résistance globale de la structure selon le sens xx est inférieure à celle yy, cela est dû à la variation de longueur des voiles ($l_x=3.00\text{m}$ et $l_y=4.00\text{m}$).
- Les caractéristiques des limites ultime (effort tranchant – déplacement) montrent l'effort tranchant ultime plus importante selon (y) que celle selon (x); et un déplacement plus important dans le sens XX.
- Dans le sens xx; la largeur du palier plastique plus importante par rapport au sens yy.

III.5.4.2- Formation des rotules plastiques

Le logiciel SAP 2000 v 14 nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure :

➤ Dans le sens xx



➤ Dans le sens yy

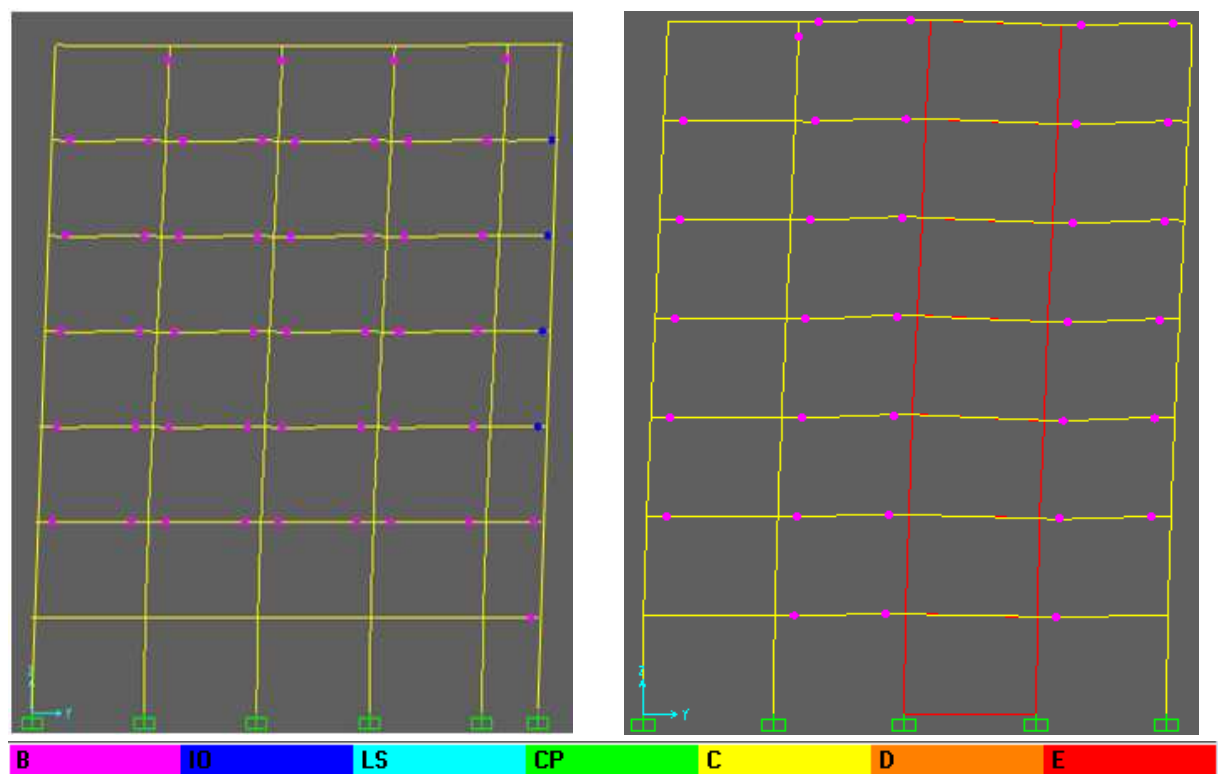


Figure III.20. Apparition des rotules plastiques dans le bâtiment sous push xx et pus xx.

D'après la figure 21; La formation des rotules plastiques à lieu dans les poutres et les poteaux comme suit :
Dans le sens xx ; des rotules plastiques modérés de type (B-IO).

Dans le sens yy ; des rotules plastiques modérés de type (B-IO), et des rotules moyenne de type (IO-LS).

III.5.4.3- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement ATC 40, on obtient le point de performance du système équivalent à un seul DDL.

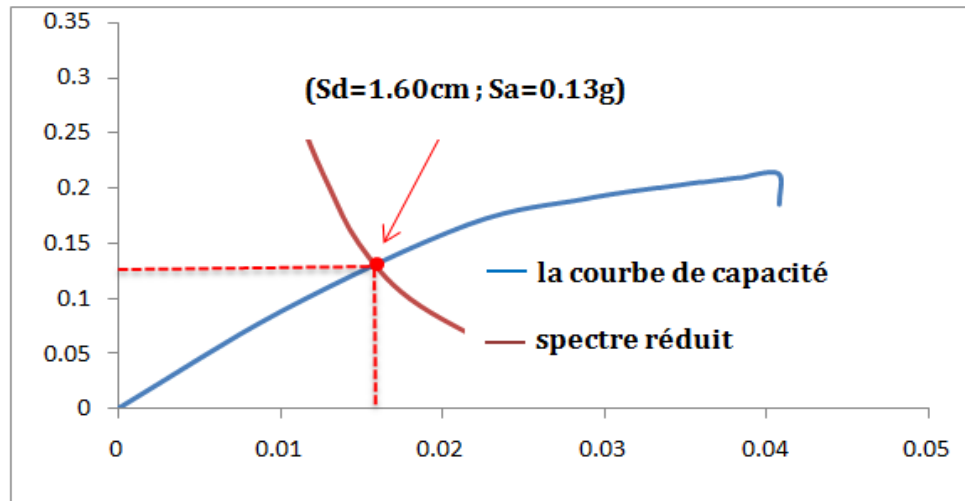


Figure III.21.a : Point de performance du système équivalent dans le sens xx.

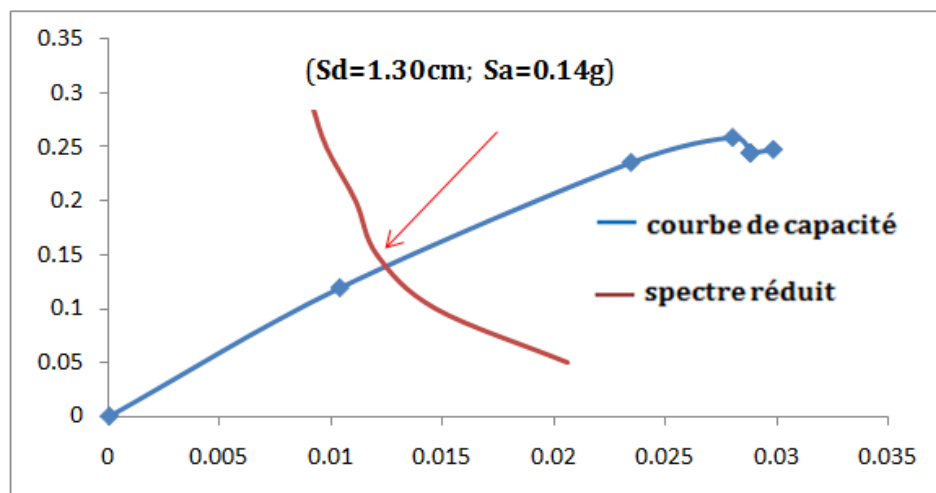


Figure IV.21.b : Point de performance du système équivalent dans le sens yy.

Détermination du point de performance de la structure (Vp-Dp):

Le point de performance de la structure est obtenu comme suit (ATC 40) :

➤ Dans le sens xx :

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 2299 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \emptyset_1 = 3.50 \text{ cm.}$$

➤ Dans le sens yy :

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 24078 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \emptyset_1 = 1.80 \text{ cm.}$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale système 1DDL. ($S_{ax}=0.13g$; $S_{ay}=0.14g$)

M : Masse totale de la structure. (2457 KN)

α_1 : Pourcentage de masse sismique mobilisée. ($\alpha_{x1}=0.72$; $\alpha_{y1}=0.70$)

S_d : Déplacement spectral système 1 DDL. ($S_{dx}=1.6\text{cm}$; $S_{dy}=1.30\text{ cm}$)

Γ : Facteur de participation modale. ($\Gamma_x=42.415$; $\Gamma_y = 41.906$)

$\emptyset_1$: Amplitude du mode de vibration au sommet. ($\emptyset_{x1}= 0.053$; $\emptyset_{y1}=0.033$)

Remarque :

Les voiles dans les variantes ont un comportement élastique linéaire (on n'a pas introduit les rotules plastique aux niveaux de ces voiles). Ce que justifie, la courbe de demande tend à intersecter la courbe de capacité près du domaine élastique, même pour une intensité sismique importante.

III.5.4- Déplacement inter-étage :

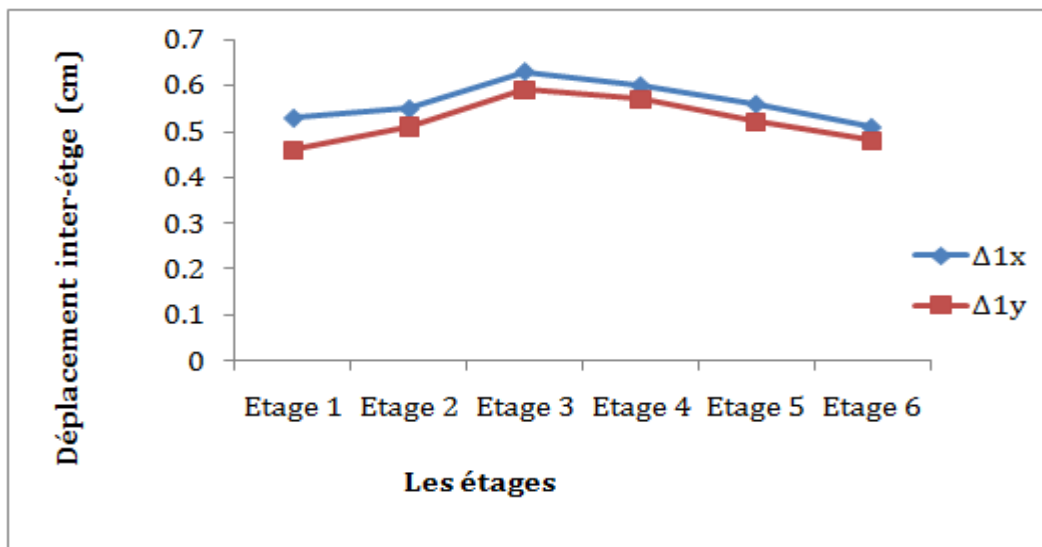


Figure III.22. Déplacement inter-étage.

La figure (III.24) montre une distribution irrégulière des déplacements latéraux inter-étage, avec un déplacement plus important dans le sens xx .

III.5.5- les contraintes des voiles

La courbe (effort tranchant – contrainte) donne la réponse des voiles sous un chargement monotone dans les deux sens (xx et yy).

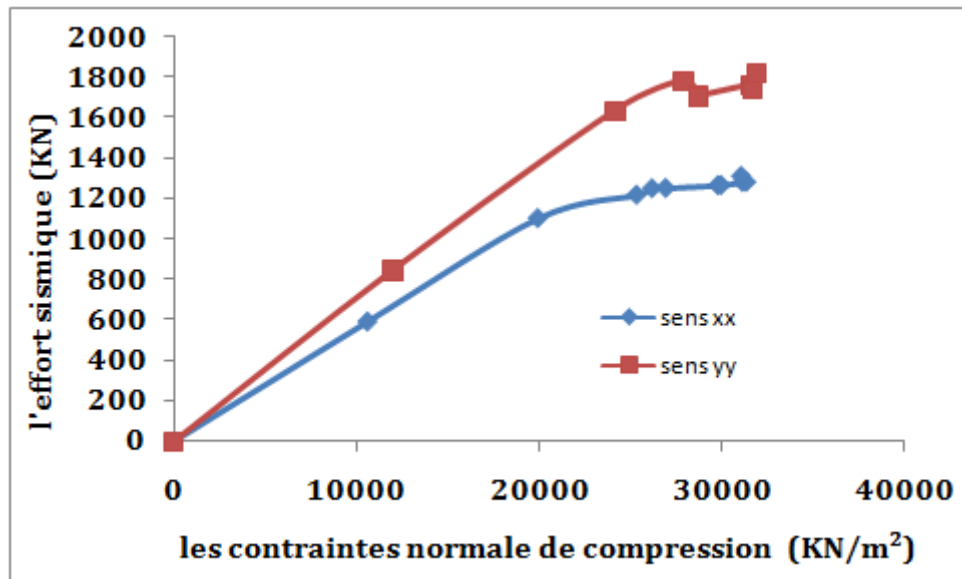


Figure III.23. Développement des contraintes dans les voiles.

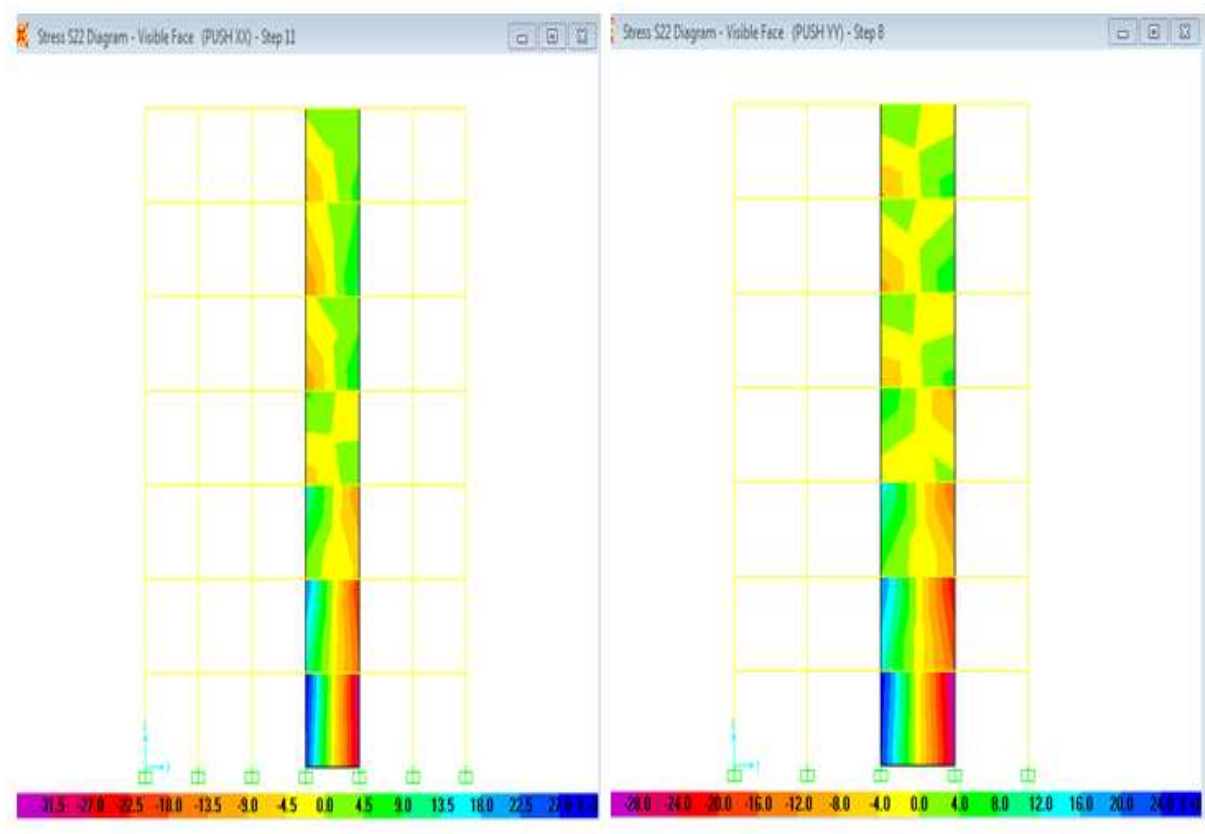


Figure .III.24. les contraintes maximums dans les voiles sous push-over.

On remarque sur cette figure(III.26) ;

L'analyse des résultats se portera sur la région jonction (voile-poutre) au voisinage des angles du voile (zone la plus dégradée). Sous l'action horizontale, les voiles se déforment ; Ce comportement provoque une contrainte de traction à l'extrémité gauche de l'encastrement, et une contrainte de compression du béton à l'extrémité droite de

celui-ci. Dans la région centrale de l'âme, les valeurs des contraintes dans le voile atteignent les 4.00MPa.

Une fois le chargement dépasse les 1300 KN, des fissures apparaissent dans le béton et les contraintes redistribuent entre les le béton les barres d'aciers, ce qui traduit l'augmentation importante des contraintes dans le béton renforcé. Les contraintes de compression dans le béton confiné (après le ferrailage des voiles) atteint une contrainte de 31 Mpa dans deux sens.

Remarque :

La résistance à la compression et la déformation ultime du béton confiné est égale à **55.8 Mpa** (sont basés sur le confinement « renfort transversal+espacement »acier ; chapitre II et Annexe B), elle inférieure de celle des voiles de la variante 1.

Conclusion

L'étude du comportement du bâtiment de la variante (1) sujet de ce chapitre, et se décompose en deux phase : la première phase ; une analyse modale spectrale en vérifiant les articles de RPA99/2003. La deuxième phase ; une analyse statique non linéaire est effectuée, on établit la courbe de push over et calcule le point de performance et le mécanisme de ruine de cette variante.

On note que le même travail a été effectué pour les autres variantes.

Chapitre IV

**Discussion des résultats des
différentes dispositions des
voiles**

IV.1- Introduction

Dans ce chapitre, on effectue une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus par les analyses push-over effectuées pour les quatre bâtiments étudiés.

L'analyse comparative porte sur leurs caractéristiques ; **courbes de capacité** (l'état limite de résistance ; l'état ultime de résistance et le déplacement ultime), **les points de performances, déplacements latéraux inter-étages**, sur **l'état mécanisme de ruine**, **l'effort sismique repris par les voiles** et sur **leurs contraintes normales et de cisaillements des voiles**.

IV.2- Les courbes de capacité

Les courbes forces déplacement (effort tranchant à la base – déplacement au sommet de la structure) déduites de calcul numérique sont représentées dans les figures suivantes.

Cependant ; pour pouvoir comparer entre les cinq variantes étudiées nous proposons une superposition de ces quatre courbes selon le sens xx et le sens yy.

➤ Les courbes de capacité des cinq variantes selon le sens x :

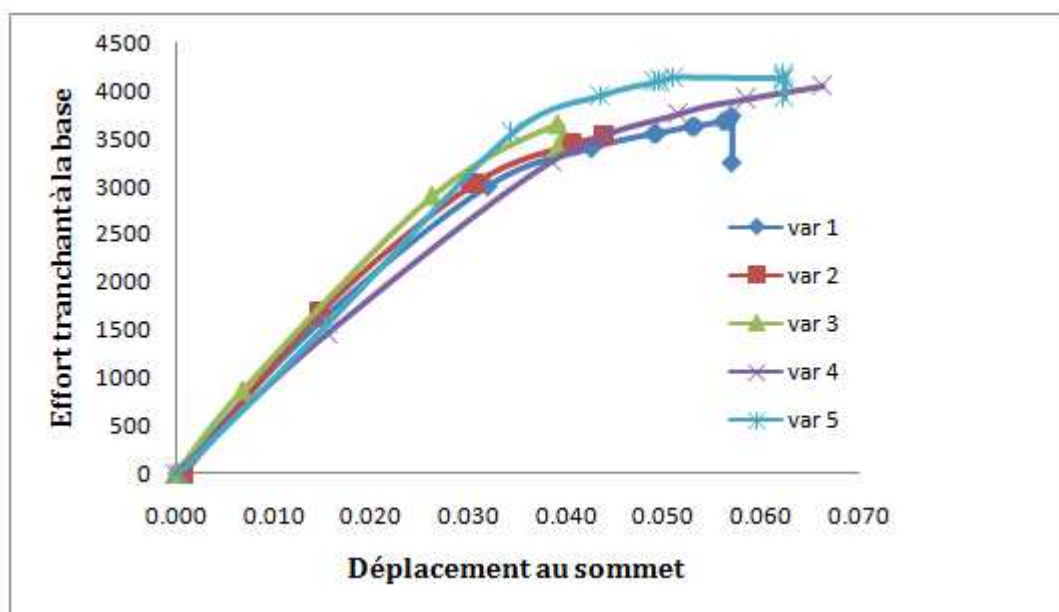


Figure IV.1.a. Comparaison les courbes de capacité des 5 variantes dans le sens xx.

➤ Les courbes de capacité des cinq variantes selon le sens y :

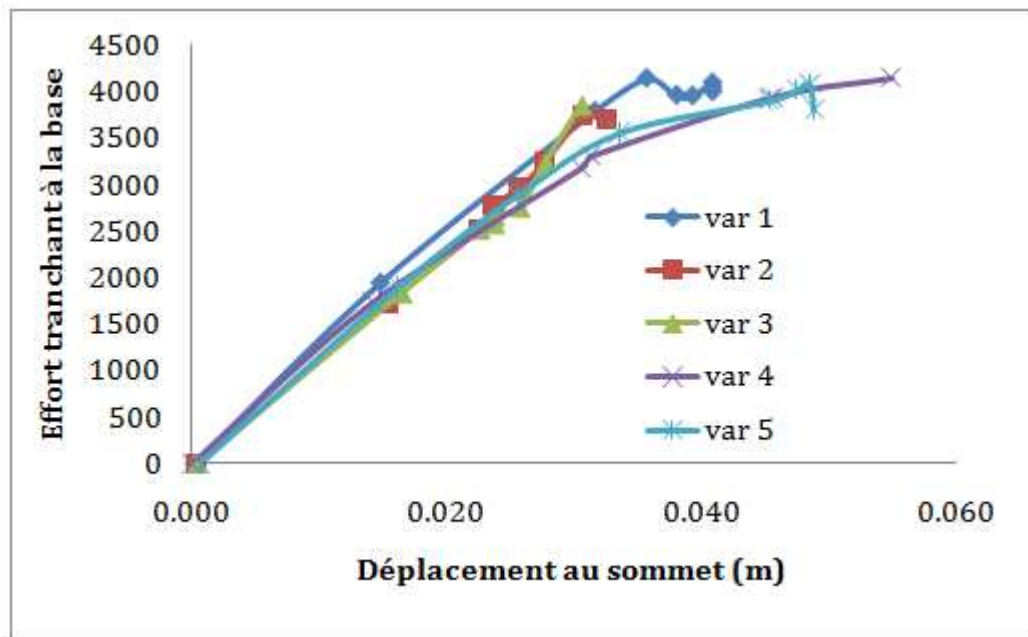


Figure IV.1.b. Comparaison les courbes de capacité des 5 variantes dans le sens yy.

Les courbes de capacité sont caractérisées par un état élastique limite correspondant à l'entrée dans le domaine post-élastique qui est représenté par les paramètres V_y , d_y , et K_0 , et un état ultime de résistance est représenté par les paramètres V_u , d_u , et qui sont donnés dans les tableaux IV.1.(a ; b) :

➤ **Sens xx**

Variante	Etats élastique limite			Etats ultime de résistance	
	$V_y(KN)$	$d_y(m)$	$K_0(KN/m)$	$V_u(KN)$	$d_u(m)$
Var1	1602	0.015	106800	3739	0.06
Var2	1609	0.013	123769	3645	0.039
Var3	1603	0.0135	118740	3591	0.041
Var4	1468	0.016	91750	4051	0.066
Var5	1565	0.016	97813	4239	0.062

Tableau IV.1.a : Caractéristiques générales des cinq variantes à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance dans la direction (xx).

➤ Sens yy

Variante	Etats élastique limite			Etats ultime de résistance	
	Vy(KN)	dy(m)	K ₀ (KN/m)	Vu(KN)	Du(m)
Var1	1946	0.015	129733	4099	0.041
Var2	1620	0.011	147273	3681	0.028
Var3	1835	0.016	110951	3859	0.030
Var4	1734	0.016	108375	4148	0.055
Var5	1898	0.016	118625	4077	0.049

Tableau IV.1.b : Caractéristiques générales des cinq variantes à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance dans la direction (yy).

Analyse des résultats :

Les figures IV.1. (a, b) présentent les courbes de capacité des cinq variantes dans le sens xx et yy, en fonction de la disposition des voiles.

Dans le sens xx :

- On remarque la largeur du palier plastique presque similaire dans les trois variantes (1, 4 et 5), est supérieur de **45%** à celle des variantes 2 et 3.
- La charge élastique **V_e**, provoquant la **1^{re}** plastification dans un élément de la structure ainsi que le déplacement **d₀** correspondant ont presque les mêmes valeurs pour les cinq variantes.
- On remarque que les variantes 2 et 3 présentent un déplacement ultime au sommet presque similaire, et inférieur de **35%** **41%** et **37%** à celle de la variante 1,4 et 5 respectivement ; par contre l'effort tranchant ultime maximum est donné par la variante 5, est supérieur de **4 %** à celle de la variante 4, et de **12%-14%** à celle de la variante 1 ,2 et 3 respectivement.
- La variante 2 présente une raideur initiale de **123769KN/m** plus élevée par rapport aux autres variantes de **10%** à **25%**.

Il ya lieu de noter qu'à l'état élastique la variante (**4 et 5**) sont les moins rigides.

Dans le sens yy :

- on remarque l'écart entre les allongements des largeurs du palier plastique bien distincts. avec une largeur du palier de plasticité importante pour la variante 4, cette largeur est supérieure de **26%** à celle de la variante 1, de **50%** à celle de la variante 2, 3 et de **11%** à celle de la variante 5.
- La charge élastique **V_e**, provoquant la **1^{re}** plastification dans un élément de la structure ainsi que le déplacement **d₀** correspondant ont bien distincts. Avec une charge élastique importante égale à **1946 KN** pour la variante 1, cette valeur est supérieure de **3%** à **17%** des autres variantes.
- On remarque que les variantes 2, et 3 présentent un déplacement ultime au sommet inférieur de **46%**, **49%**, **42 %** à celle de la variante 1,4 et 5 respectivement
- Par contre l'effort tranchant ultime maximum est donné par la variante 4, est supérieur de **4 %** à celle de la variante 5, et de **5%-13%** à celle de la variante 1 ,2 et 3.

Chapitre IV Discussion des résultats des différentes dispositions des voiles

- la variante 2 présente une raideur initiale de **147273 KN/m** plus élevée par rapport aux autres variantes de **11% à 20%**.

Il ya lieu de noter qu'à l'état élastique la variante (**3 et 4**) sont les moins rigides.

Conclusion :

L'étude de capacité des quatre variantes nous a indiqué que ;

- Les variantes (4 et 5) présentent un palier plastique important, ainsi que un effort tranchant ultime plus élevé de 5% - 14% à celle des variantes 1, 2, et 3.
- **Les variantes deux et trois** présentent un déplacement ultime inférieur par rapport aux autre variantes.

IV.3- Le point de performance du système équivalent (Sa-Sd) des quatre variantes

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement ATC 40 (Voir chapitre 2), on obtient le point de performance du système équivalent à un seul DDL

- Dans le sens xx

Variante	Vx(kN)	Dx (cm)
Var 1	2300	3.60
Var 2	2123	3.15
Var 3	2211	3.26
Var 4	2565	3.82
Var 5	2477	3.93

- Dans le sens yy

Variante	Vy(kN)	Dy (cm)
Var 1	2408	1.63
Var 2	2064	1.32
Var 3	2322	1.63
Var 4	2408	1.76
Var 5	2322	1.63

Tableau IV.2. Le point de performance des cinq variantes dans les deux sens.

IV.4- Déplacement inter-étage:

Les déplacements relatifs inter-étages sont reconnus comme étant un important indicateur de la performance d'un bâtiment car ils sont directement liés aux sollicitations maximales développées dans les rotules plastiques, aux dommages causés aux éléments non-structuraux et aux effets P-delta. (47)

En utilisant le logiciel **Sap2000v14**, on obtient les déplacements inter-étages au point de performance de chacune des quatre variantes étudiées et cela dans les deux directions (xx) et (yy). Les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogramme.

➤ Dans le sens xx

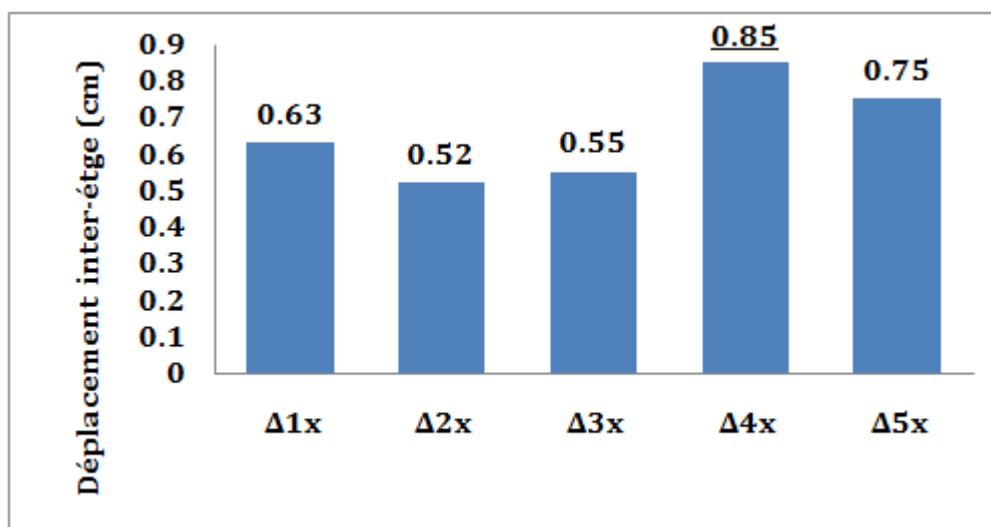


Tableau. IV.3.a. les déplacements inter-étages des cinq variantes selon le sens xx.

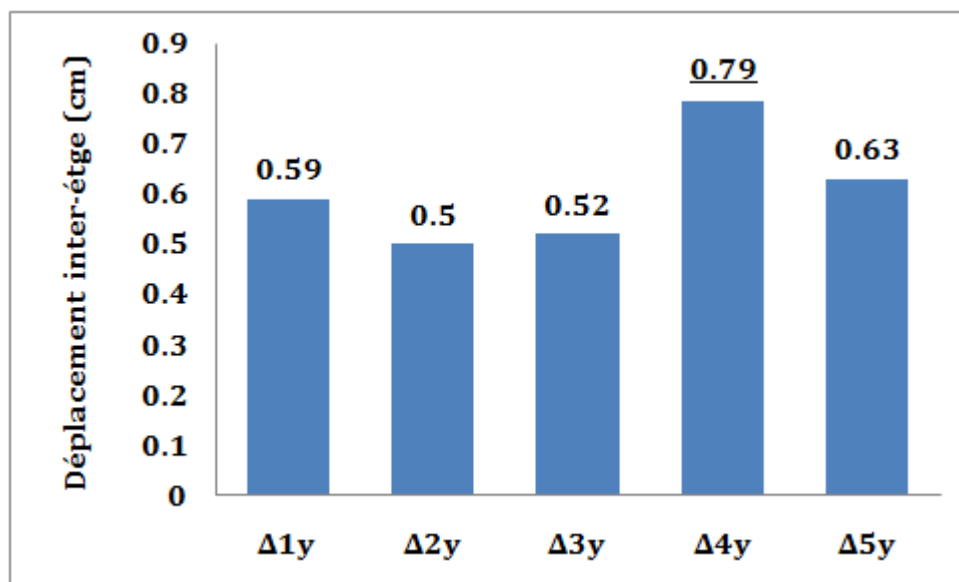


Tableau. IV.3.b. les déplacements inter-étages des cinq variantes selon le sens yy.

Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que les variantes deux et trois présente un déplacement relatif **minimum** dans les deux sens supérieur par rapport aux déplacements relatifs des autres variantes de **9% à 37%** dans le sens xx et de **10% à 47 %** dans le sens yy.

IV.5- Mécanisme de ruine:

Le logiciel **Sap 2000 V14** nous permet de donner des illustrations graphiques sur la formation des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. Les différentes couleurs indiquent l'état de déformation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique

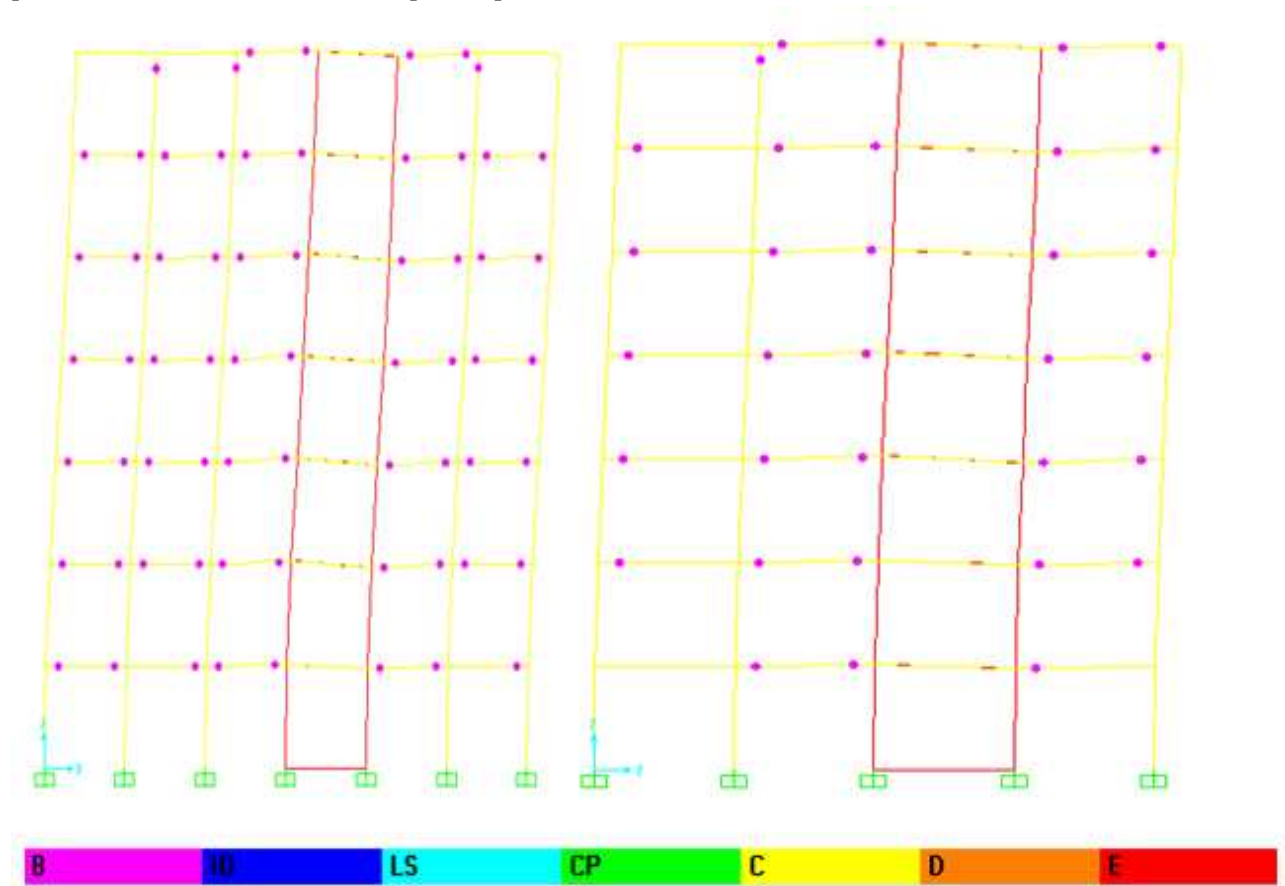


Figure IV.2.a. Mécanisme de ruine de la variante 1 sous push xx, et push yy (respectivement).

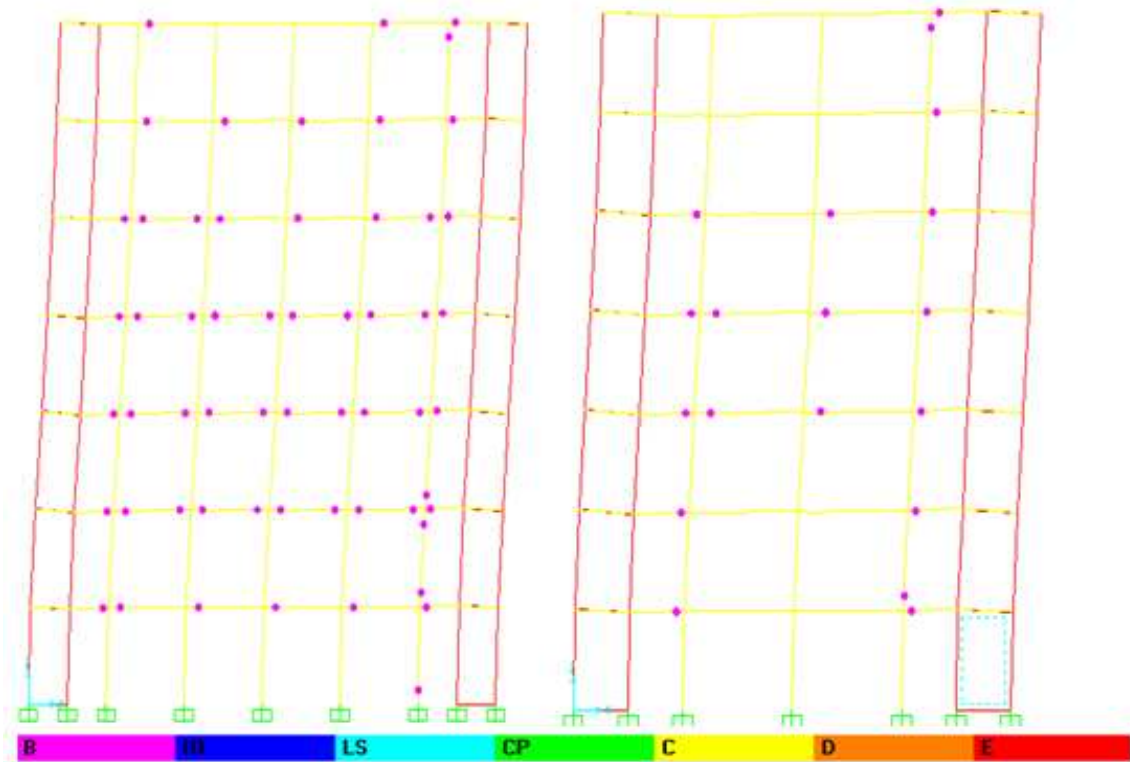


Figure IV.2.b. Mécanisme de ruine de la variante 2 sous push xx, et push yy (respectivement).

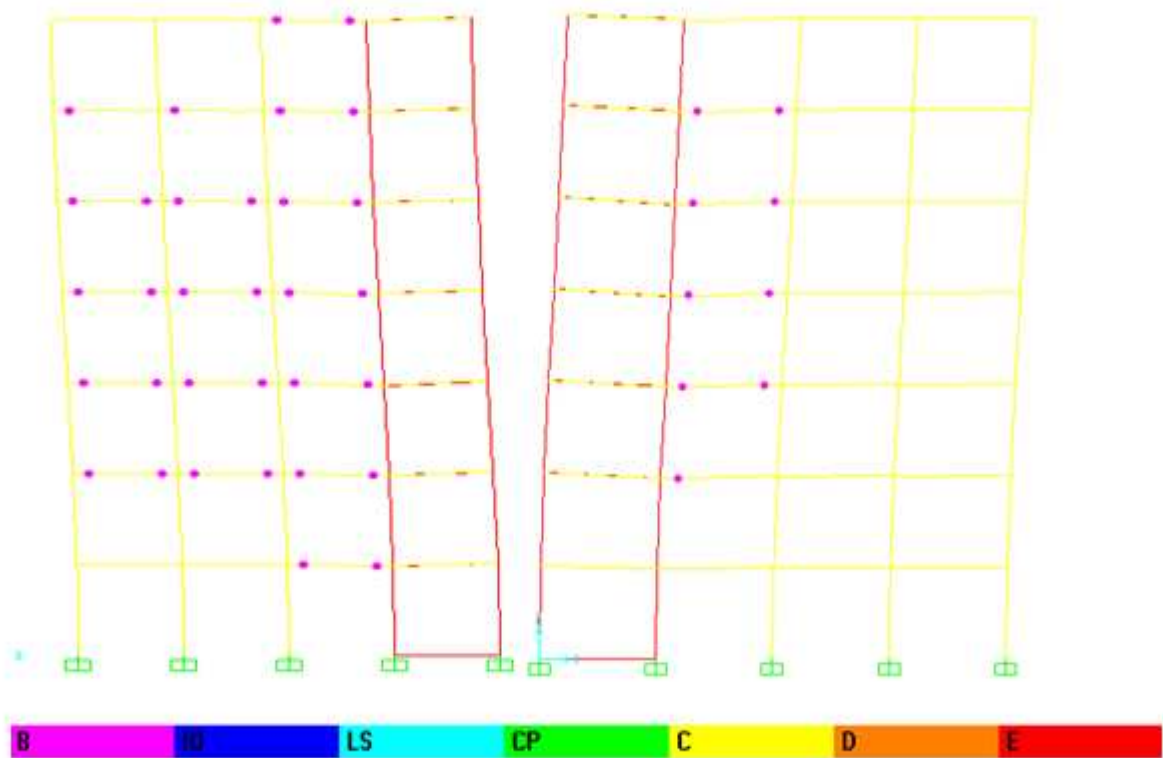


Figure IV.2.c. Mécanisme de ruine de la variante 3 sous push xx, et push yy (respectivement).

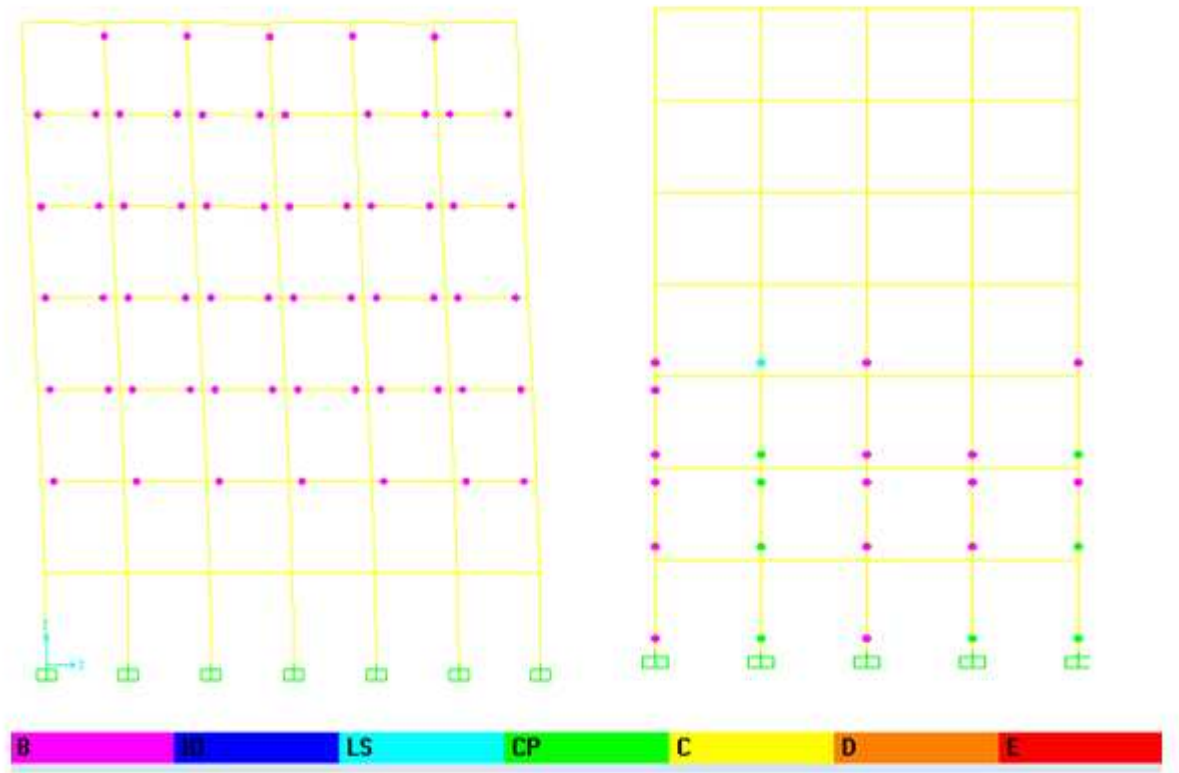


Figure IV.2.d. Mécanisme de ruine de la variante 4 sous push xx, et push yy (respectivement).

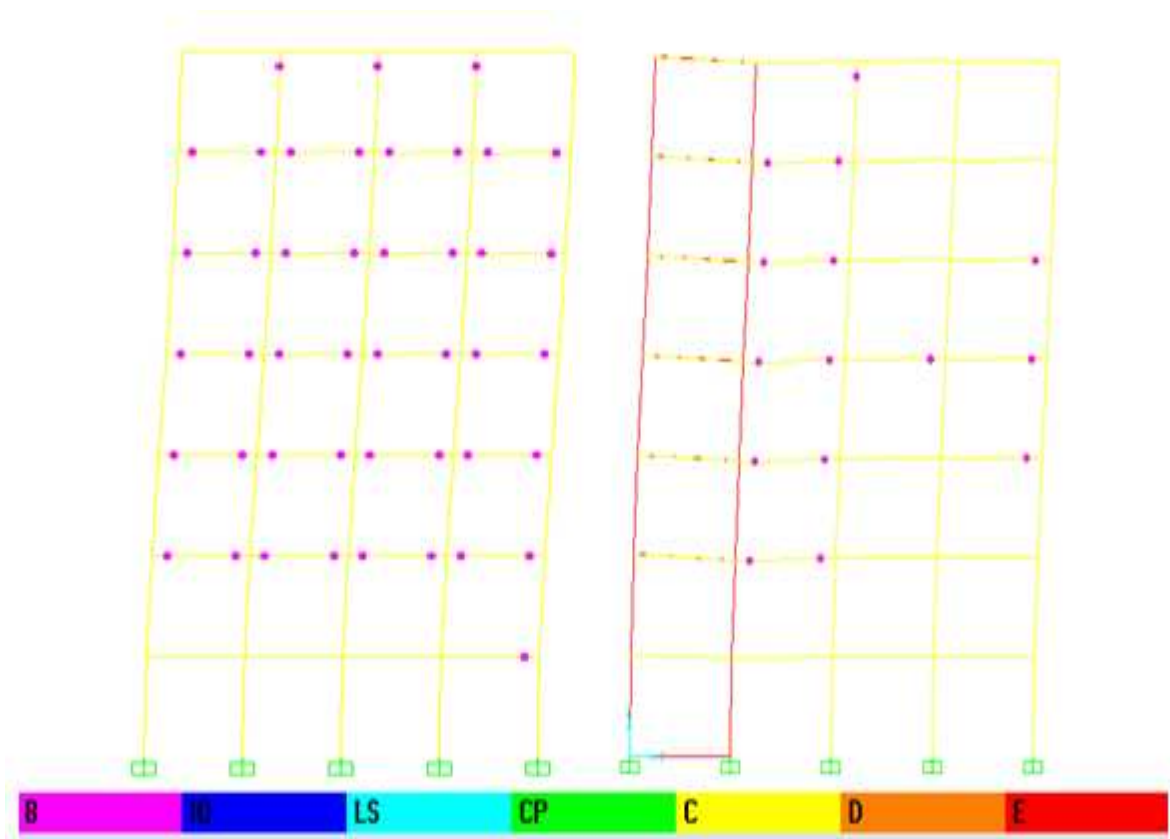


Figure IV.2.e. Mécanisme de ruine de la variante 5 sous push xx, et push yy (respectivement).

D'après illustration graphique des rotules plastiques des trois variantes (**1, 2, 4 et 5**) dans les deux sens ; la distribution des rotules plastiques dans les structures après chaque étape de chargement de l'analyse de push-over on a constaté que le mécanisme de ruine de chaque variante est un mécanisme plastique globale, et que les états de dégradations des éléments étaient presque similaire pour les variantes, des dommages relativement limités (**rotules de type B-IO**).

A mesure que la charge augmente, les **poteaux de façade de la variante 3** sous **push** se déforment d'avantage ; formation des rotules de type « **B - IO** » et des rotules de type "**LS- CP**" apparaissent à la base des poteaux de façade du 1^{er}, 2 et 3^{er} étages ainsi qu'aux niveaux de certains poutres.

Conclusion :

En analyse les critères comparative ; des résultats de mécanisme de ruine, déplacements inter-étage, la courbe de capacité, et les points de performance des cinq variantes nous concluons :

➤ Les variantes deux (**02**) et trois (**03**) présentent un **déplacement inter-étage inférieur**, ainsi que les états de dégradations des éléments étaient presque similaire pour ces deux variantes ; les dommages relativement limités (**rotules de type B-IO**).

➤ La courbe de capacité de la variante deux et trois sont presque similaire et ne présentent pas un palier de plasticité, un palier important par rapport à deux dernier pour les variantes 1, 4, et 5.

➤ La variante quatre (04) présente un **effort tranchant maximum** dans les deux sens, **mais il ya de noter** que les mécanismes de ruine de cette variante possède des **rotules de type "LS- CP"** apparaissent des poteaux de façade ; avant qu'elle apparaisse dans les poutres, donc il ya une probabilité des déformations importante et une dégradation des ces poteaux sous un chargement supérieur.

Les mécanismes de ruine et les déplacements inter-étage peuvent être considérés comme des critères de comparaisons déterminants dans le choix de la disposition optimale des voiles dans des bâtiments.

➤ IV.6- Développement des contraintes:

Les facteurs affectant la résistance ultime des structures en béton armé sont nombreux, mais l'importance de chaque effet varie d'un paramètre à un autre. En général, ces paramètres dépendent de la géométrie, du type de chargement et des caractéristiques mécaniques des matériaux.

Chapitre IV Discussion des résultats des différentes dispositions des voiles

Les valeurs de contraintes données dans les figures suivantes correspondent aux contraintes dans les voiles de RDC (a l'encastrement de voile) de chaque variante. (Se sont les voiles les plus sollicité d'après les résultats de l'**annexe C**).

a) L'effort sismique maximum repris par les voiles :

Avant d'analysé la réponse des voiles sous un chargement monotone, on détermine la charge maximale repris par chaque voile.

➤ Dans le sens xx :

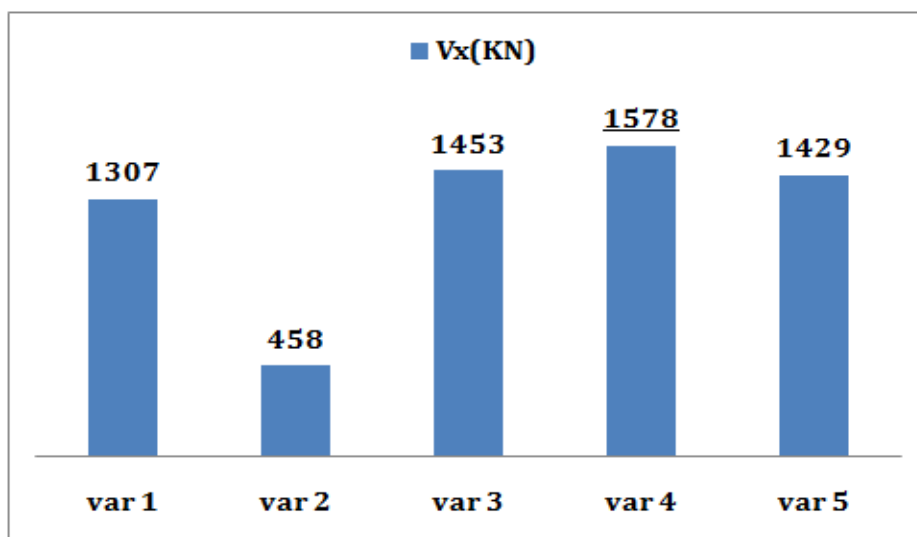


Tableau IV.4.a : Les efforts sismiques repris par les voiles des cinq variantes dans le sens xx.

➤ Dans le sens yy.

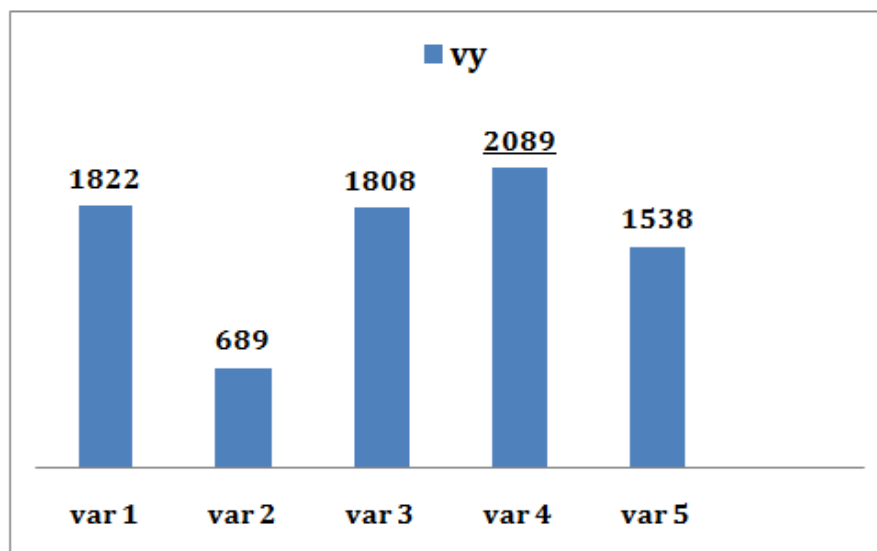


Tableau IV.4.b : Les efforts sismiques repris par les voiles des cinq variantes dans le sens yy.

Chapitre IV Discussion des résultats des différentes dispositions des voiles

En analysant les résultats, il apparaît clairement que les efforts sismiques repris par les voiles de la variante **4** est **supérieur** à celui des autres variantes ; mais notre **but c'est avoir un bon comportement global d'une structure c'est-à-dire le comportement de l'ensemble** (des voiles, des poteaux et des poutres).

Evaluation les contraintes normales de compression dans les voiles :

Les courbes donnent la réponse des voiles sous un **chargement statique monotone**.

➤ Dans le sens xx.

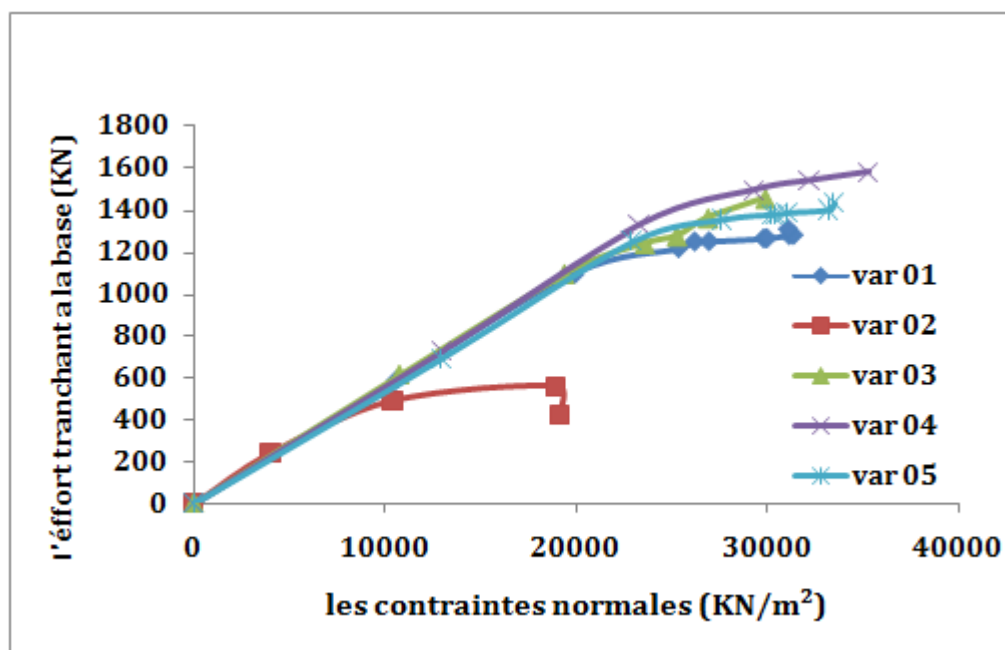


Figure. IV.3.a. Les courbes chargement- contrainte des cinq variantes dans le sens xx.

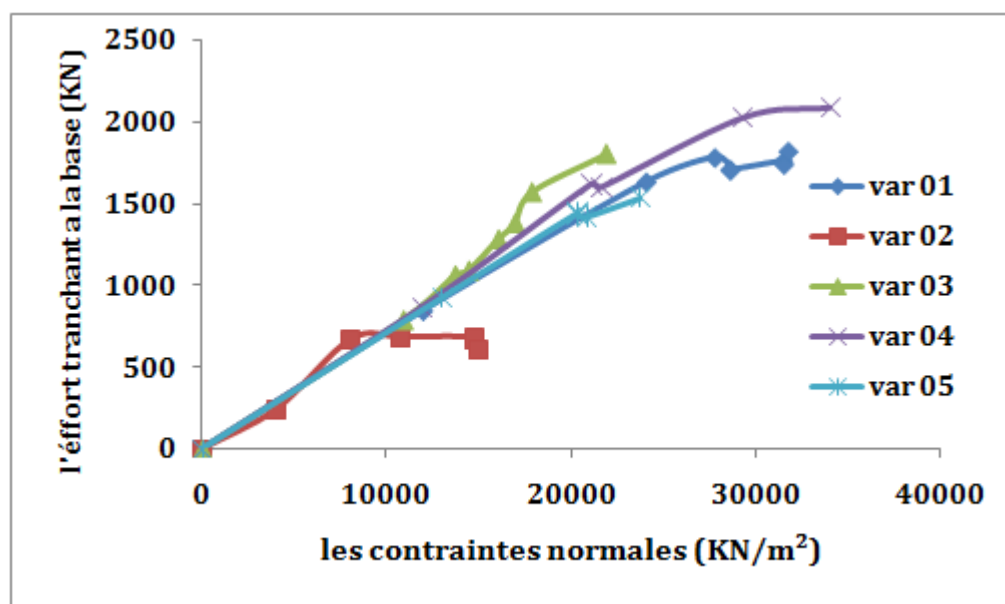


Figure. IV.3.b. Les courbes chargement- contrainte des cinq variantes dans le sens yy.

Dans le sens xx:

De la figure (3a) on peut constater que les contraintes dans le voile 2 (var2) sur l'intervalle de charge (**0-450 KN**), elles sont proches de **7 Mpa** et elle continue de s'augmenter jusqu'à elle atteint une contrainte de **19 Mpa**.

Remarque

On ne peut pas comparer les résultats de développement des contraintes des voiles de la variante 2 aux autres variantes ; car elle na pas les même dimensions ($b \cdot h$) de voile (pour la variante deux $l_x=1.5m$ et $l_y=2m$).

On remarque une augmentation similaire des contraintes dans les voiles des quatre variantes (1, 3, 4, et 5) sous un chargement de **1100 KN** avec une contrainte de **22 MPA**. Les contraintes de compression des voiles continuent de se développer jusqu'à une contrainte de **31 Mpa** pour le voile 1, **29 Mpa** pour la variante 3, **35 Mpa** pour la variante 4, et de **33 Mpa** pour le voile de la variante 5.

Dans le sens yy:

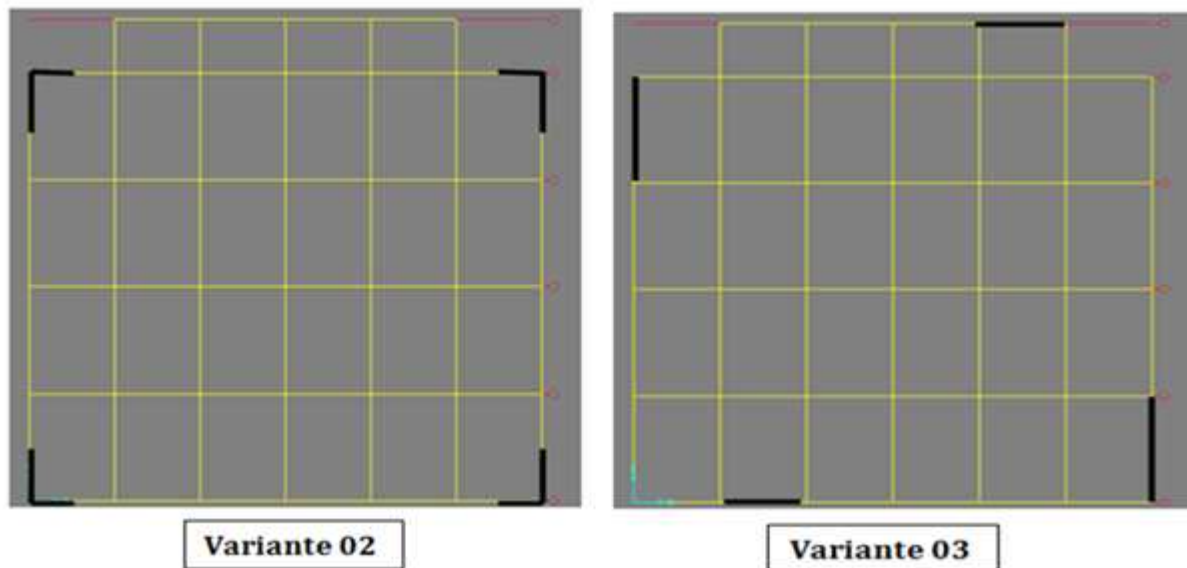
On remarque une augmentation presque similaire des contraintes dans les voiles des quatre variantes (1, 3, 4, et 5) sous un chargement de **1300 KN** avec une contrainte de **18 MPA**. Les contraintes de compression des voiles continuent de se développer jusqu'à une contrainte de **31 Mpa** pour le voile 1, **21 Mpa** pour la variante 3, **34 Mpa** pour la variante 4, et de **23 Mpa** pour le voile de la variante 5.

Remarque :

On remarque bien que les contraintes les quatre variantes inférieur à la contraintes de compression de béton armé 55.8 MPA.

Conclusion

On constate que les **variantes 2 et 3 sont les plus favorables** :



- Les variantes deux **(02)** et trois **(03)** présentent un **déplacement inter-étage inférieur**, ainsi que les états de dégradations des éléments sont presque similaire pour ces deux variantes ; les dommages relativement limités (**rotules de type B-10**).
- Les variantes 2 et 3 présentent un palier plastique court, cela est expliqué par la rigidité importante des voiles (élastique linéaire) de contreventement (les poutres et poteaux sont moins sollicités pour reproduire le comportement élasto-plastique global de la structure). Contrairement aux autres variantes qui présentent un palier plastique plus long, ce dernier nous confirme que les poutres et les poteaux reprennent plus de charges avec des déformations importantes par rapport aux deux variantes (2 et 3) (rigidité des voiles inférieure aux variantes (1.4.5)).
- La variante quatre (04) présente un **effort tranchant maximum** dans les deux sens, **mais il ya de noter** que les mécanismes de ruine de cette variante possèdent des **rotules de type "LS- CP"** donc il ya une probabilité des déformations importantes et une dégradation de ces poteaux de façade de cette sous un chargement supérieur.
- On remarque une augmentation progressive et presque similaire des contraintes dans les voiles des quatre variantes (1, 3, 4, et 5) sous un chargement de **1300 KN**, au-delà de ce chargement les voiles de la variante quatre subissent des contraintes plus élevées dans les deux sens.



Conclusion générale

1 - Conclusion générale

L'objet de cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de disposition de voiles.

Une étude a été menée en effectuant des analyses statiques non linéaires en poussée progressive (analyse push over), sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes, avec cinq différentes dispositions des voiles.

Les cinq variantes ont été au préalable, dimensionnées suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites (BAEL 91), et le règlement parasismique algérien, RPA99/V2003.

L'exécution de calcul statique non linéaire par la méthode Push over a été réalisée à partir de charges latérales appropriées à l'aide d'un logiciel (**SAP2000/v14**) pour évaluer les paramètres de réponse : la demande de déplacement et la force maximale supportée par la structure.

Les poutres et les poteaux des bâtiments en béton armé ont été modélisés en tenant compte de leur comportement non linéaire en flexion et en cisaillement, leur modélisation non linéaire a été effectuée suivant le code **FEMA 273**.

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

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

L'ensemble des analyses effectuées sur les différentes plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse statique non linéaire (**Push Over**) ont été utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des voiles.

Cet outil numérique conduit à **connaître la répartition des contraintes principales**. Cette dernière est aussi responsable sur un mode de rupture pouvant produire par un effet de cisaillement et qui peut être envisagé dans les structures en béton armé. Il est clair que le phénomène de fissuration joue un rôle primitif de détection des modes de rupture dans les différents organes osseux.

L'analyse comparative de leurs **courbes de capacité** (l'état limite de résistance ; l'état ultime de résistance et le déplacement ultime), **le point de performance, déplacements latéraux inter-étages, sur l'état mécanisme de ruine, l'effort sismique repris par les**

voiles et sur leurs contraintes normales, nous a permis de choisir la variante deux et trois ; comme une meilleur de disposition des voiles telle que :

Elles présentent un bon comportement global, même si elles ne possèdent pas un effort sismique maximum mais il ya de noter que ces deux variante présentent :

- Un déplacement inter-étage, déplacement au sommet inférieur.
- D'après les résultats des mécanismes de ruine des ces deux variantes ; les poteaux et les poutres ne sont pas dégradés.
- Le développement des contraintes dans les voiles était progressif et ne dépasse pas 29 MPA.

2- Perspectives

Notre étude a porté sur l'étude de l'influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures ; En perspective, une étude similaire en modélisant les voiles de ses structures dans le domaine post élastique, ainsi que des structures en charpente métallique pourrait faire l'objet d'une recherche future.

Annexe A

Annexe A

A.1. Paramètres des lois de comportements non linéaires des poutres et des poteaux, définis par le règlement **FEMA 273**,

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Component Type						
				Primary		Secondary				
				Performance Level						
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2	0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02		
Stirrup spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01		

Tableau A.1: Paramètres (a,b,c) des lois de comportement définis pour les poutres et niveaux de dommages.

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Component Type						
				Primary		Secondary				
				Performance Level						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	—	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	—	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015	
Other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

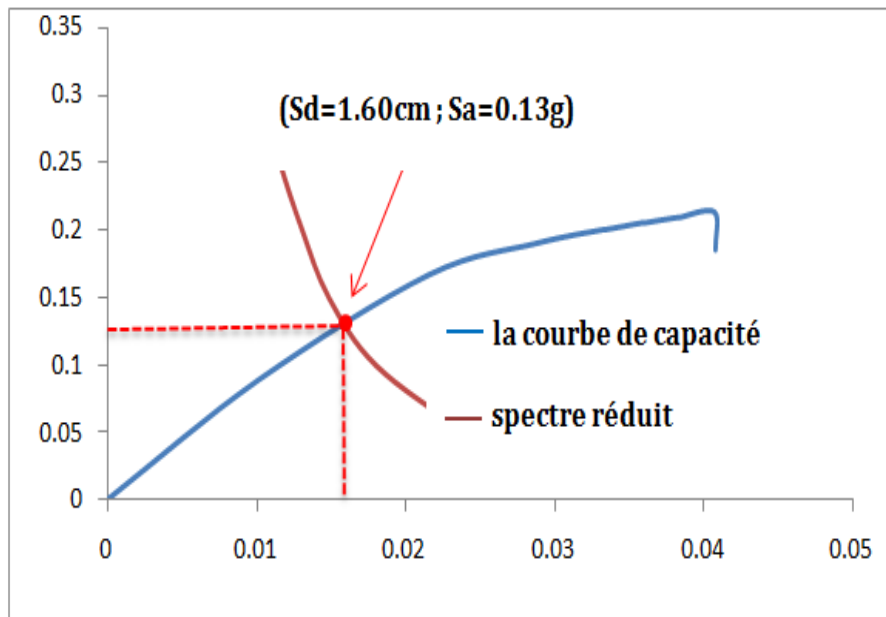
Tableau A.2 : Paramètres (a,b,c) des lois de comportement définis pour les poteaux et niveaux des dommages.

Annexe A

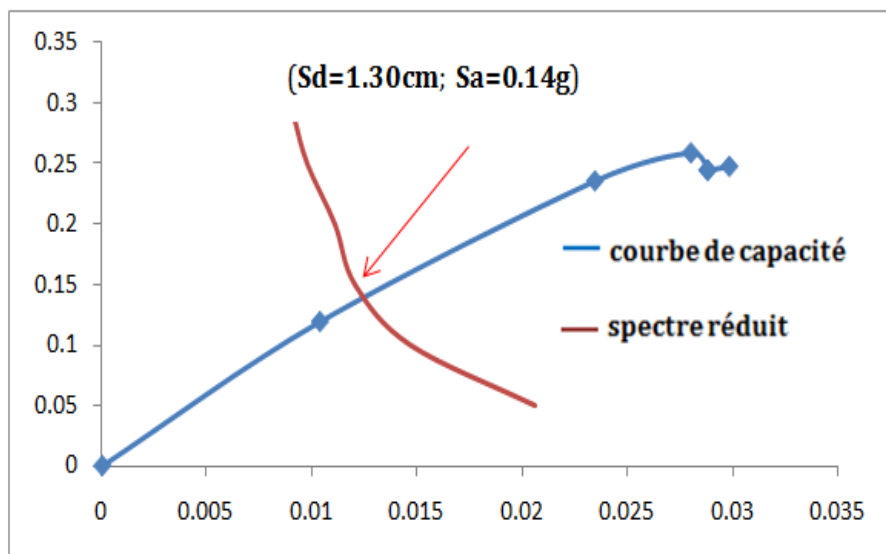
A.2. Les points de performance du système équivalent (Sa-Sd) des quatre variantes

La variante 1

➤ Le sens xx



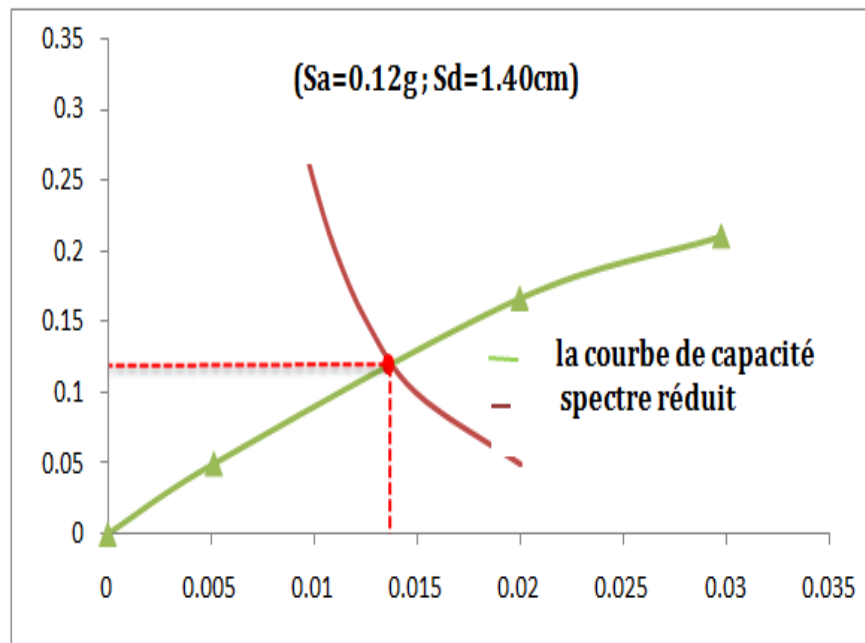
➤ Le sens yy



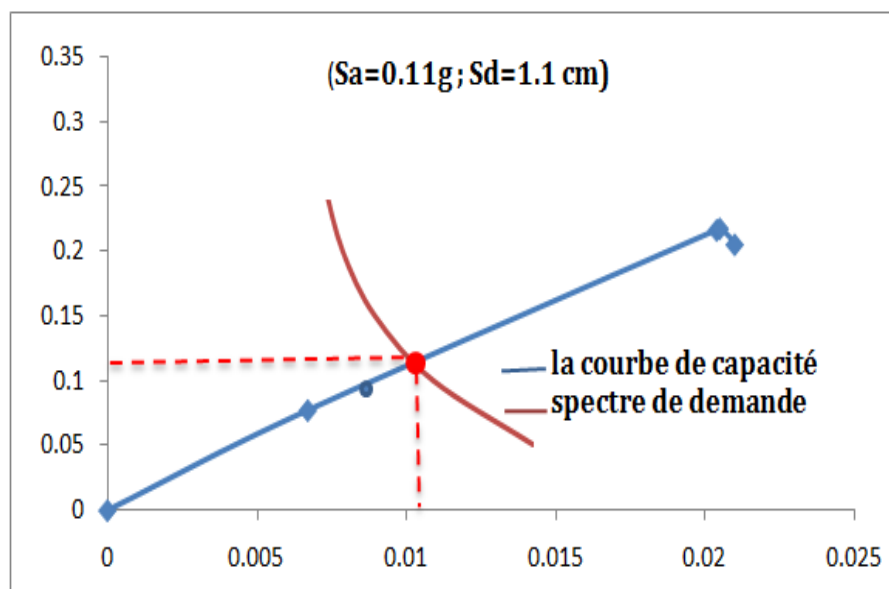
Annexe A

La variante 2

➤ Le sens xx



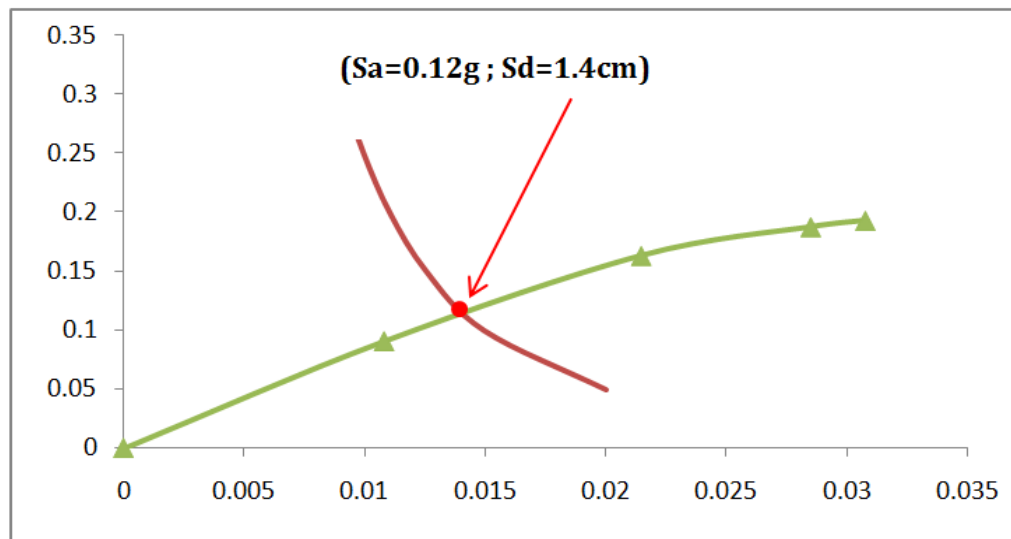
➤ Le sens yy



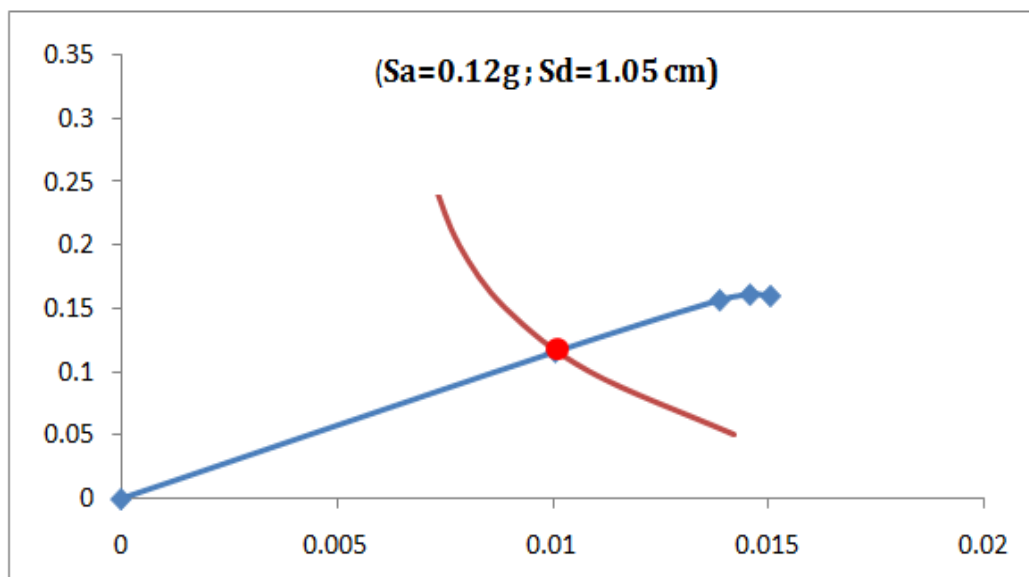
Annexe A

La variante 3

➤ Le sens xx



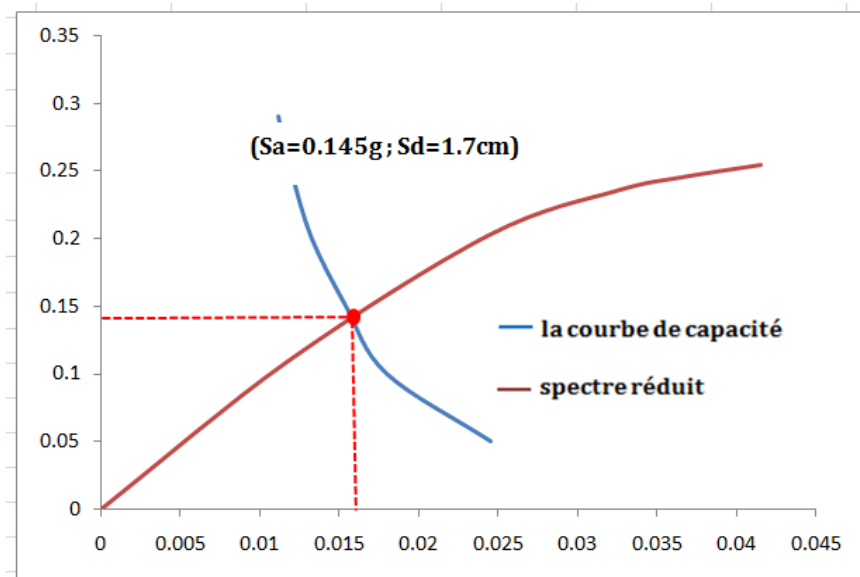
➤ Le sens yy



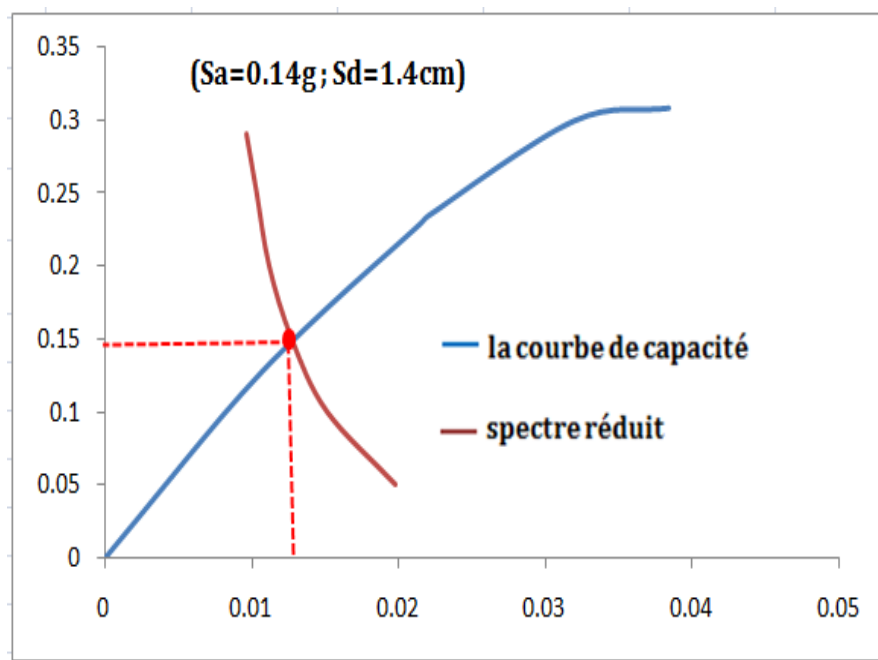
Annexe A

La variante 4

➤ Le sens xx



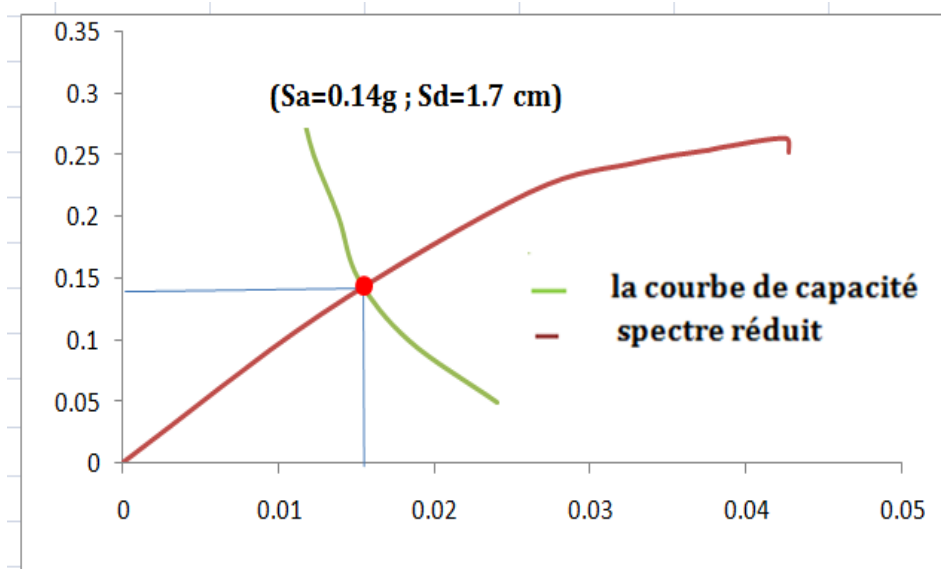
➤ Le sens yy



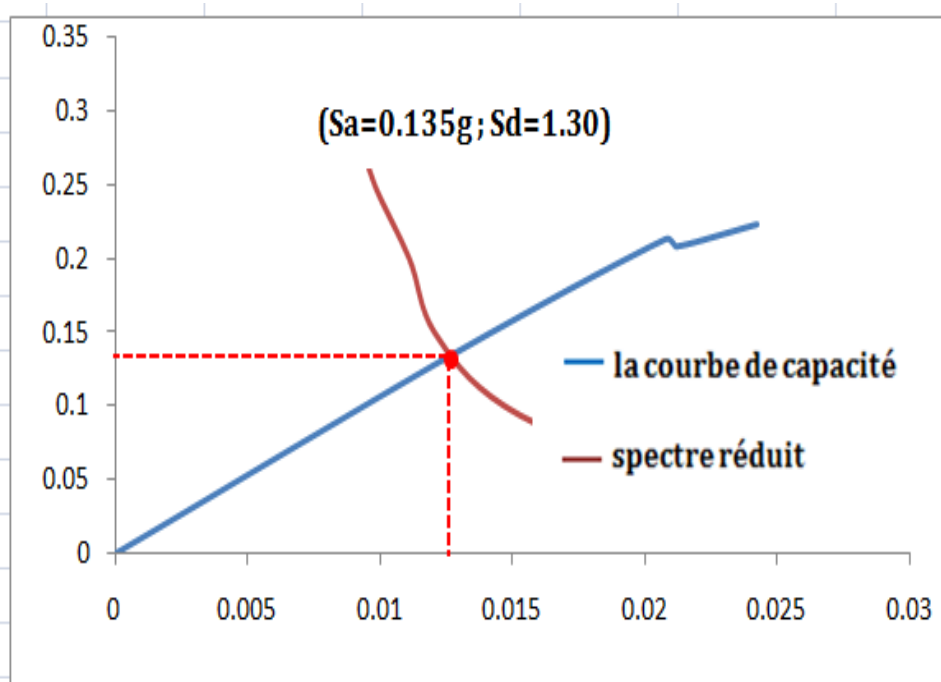
Annexe A

La variante 5

➤ Le sens xx



➤ Le sens yy



Annexe B

La variante N°1

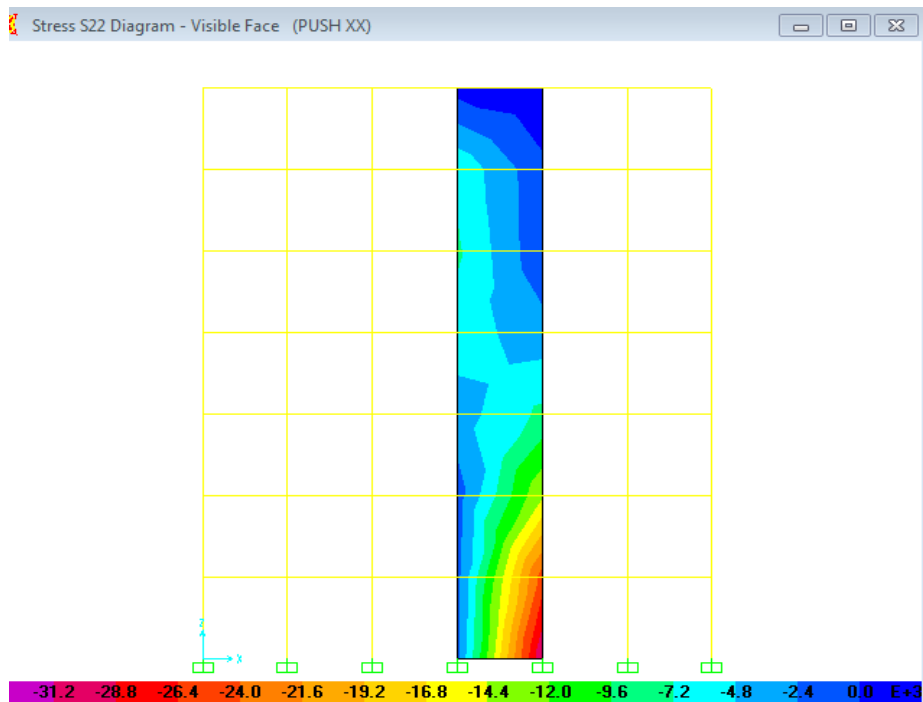


Figure B.1. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push xx

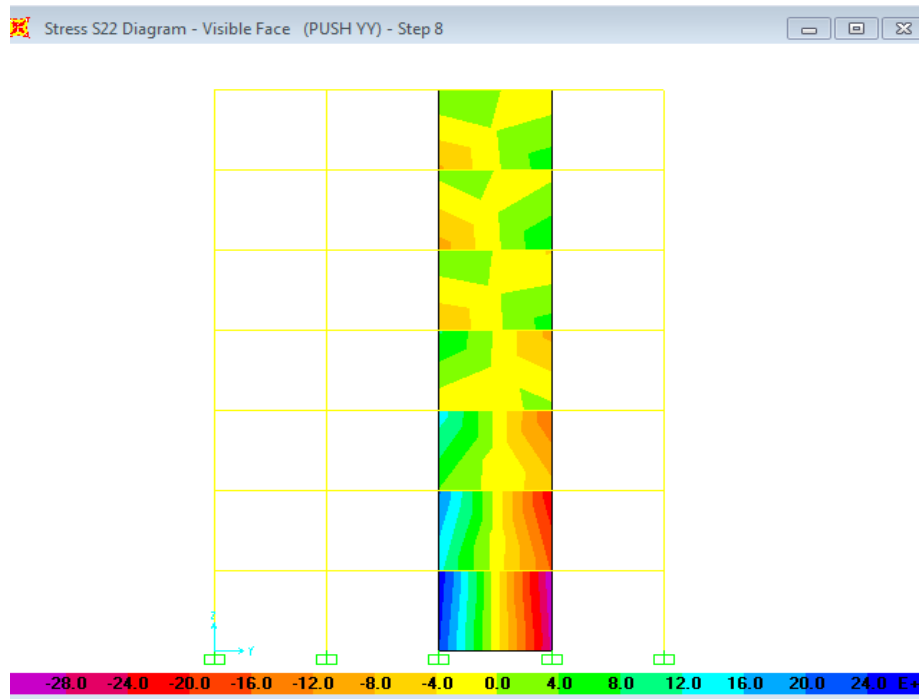


Figure B.2. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push yy.

La variante N°2

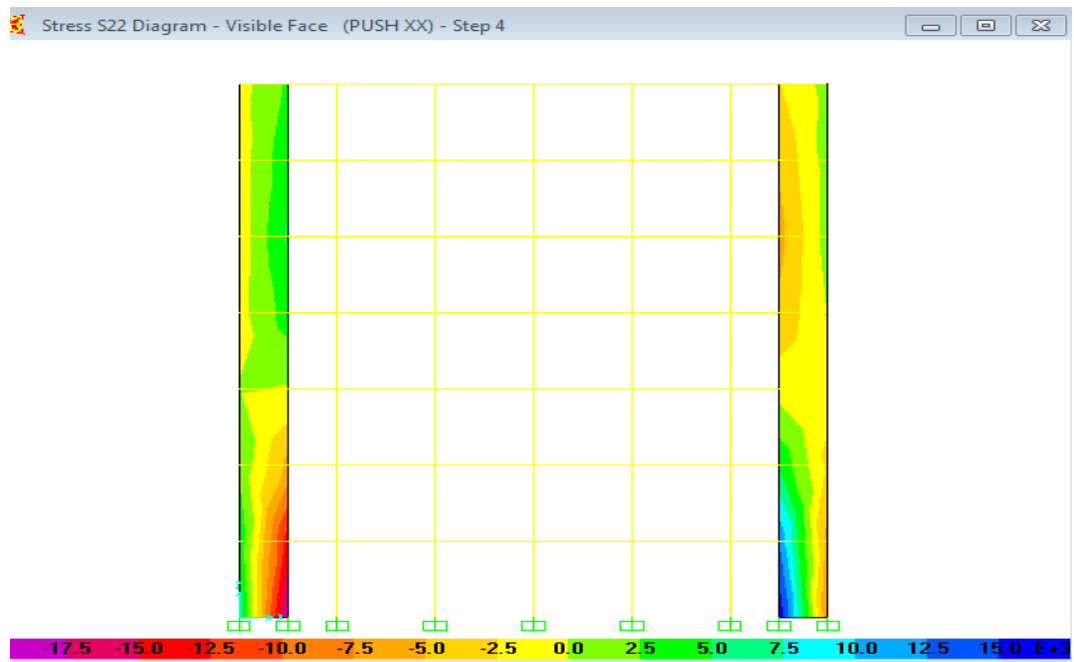


Figure B.3. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push xx

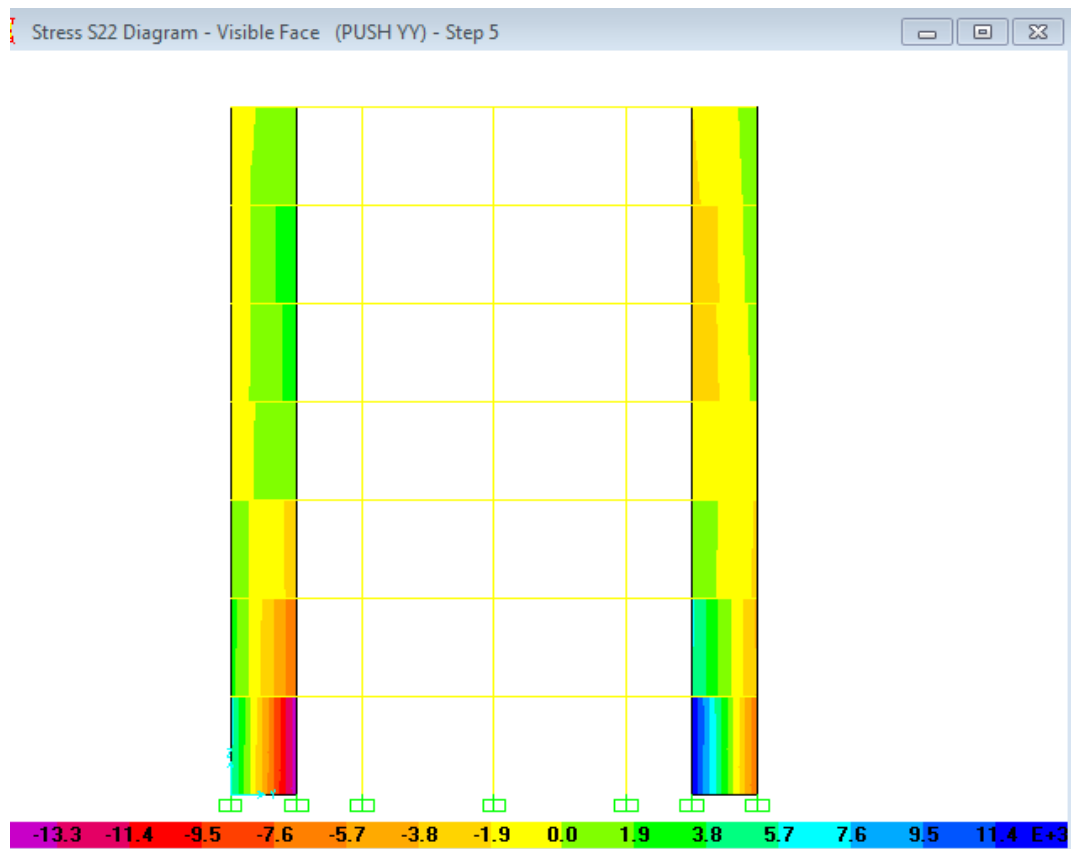


Figure B.4. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push yy.

La variante 3

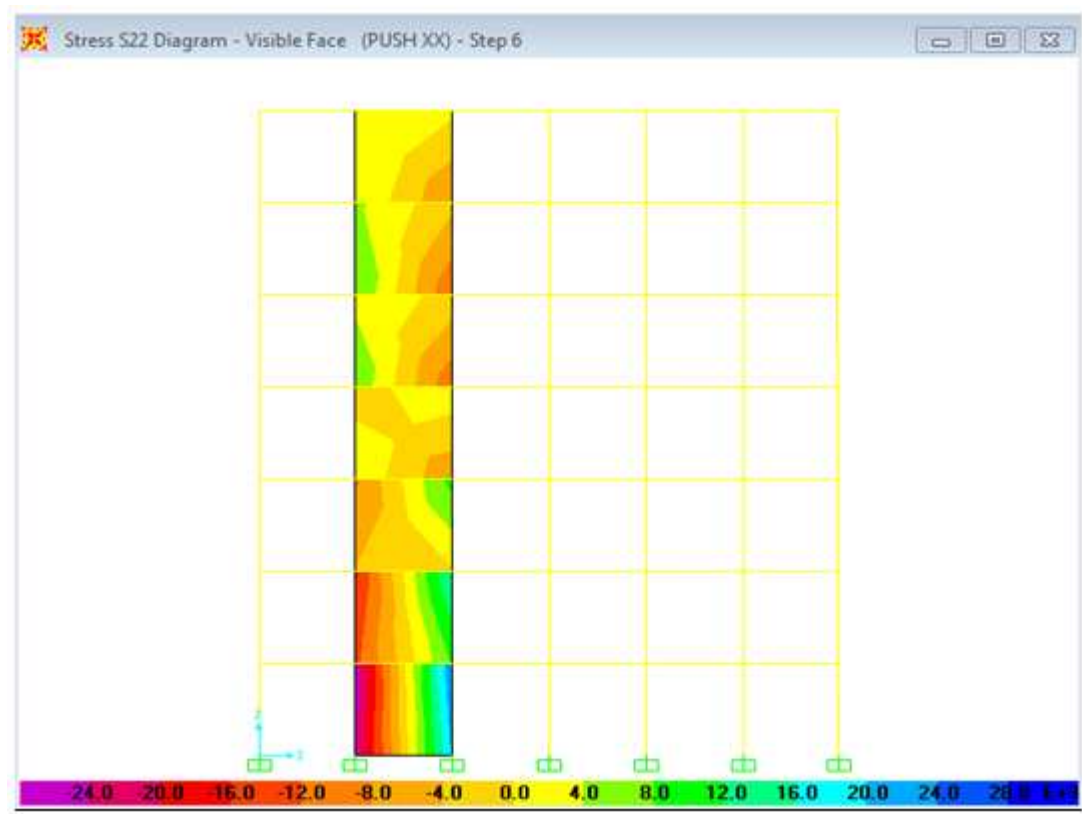


Figure B.5. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push xx

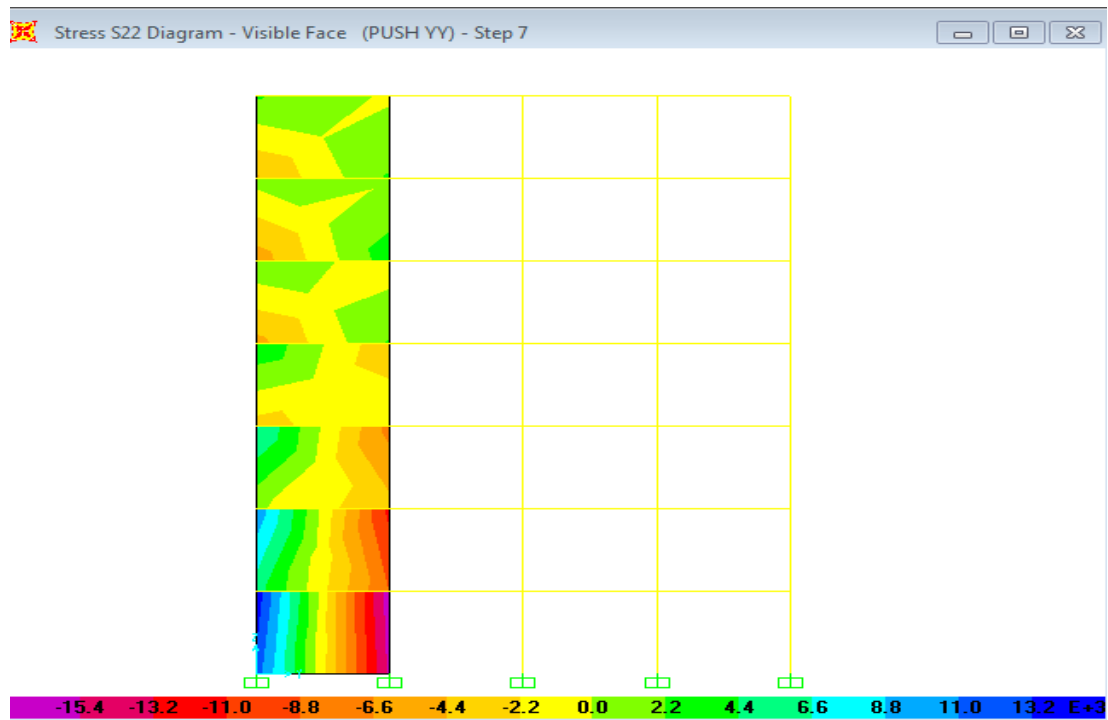


Figure B.6. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push yy.

La variante 4

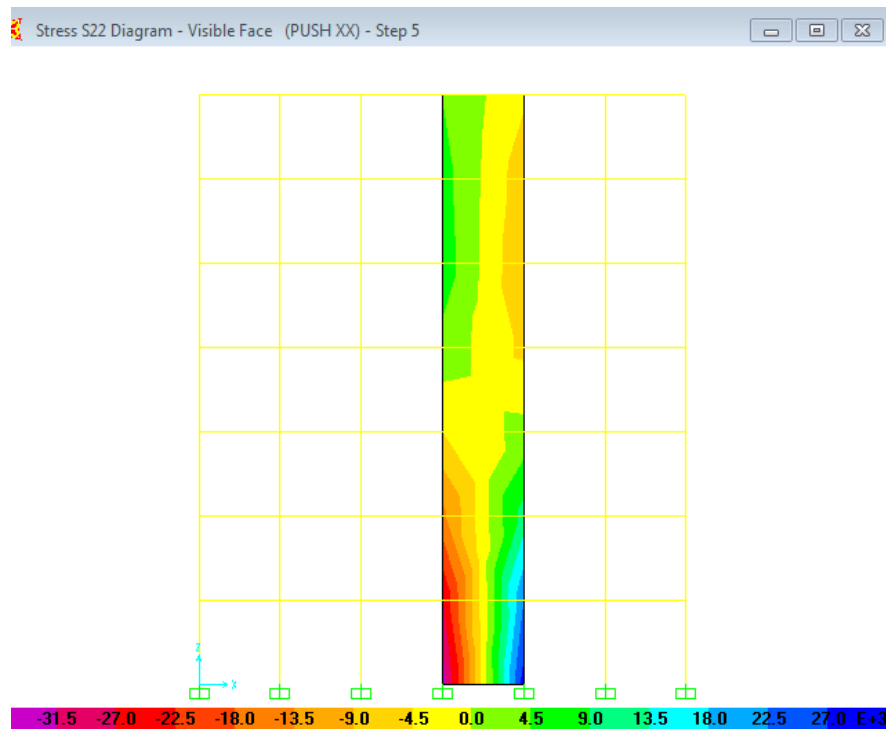


Figure B.7. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push xx

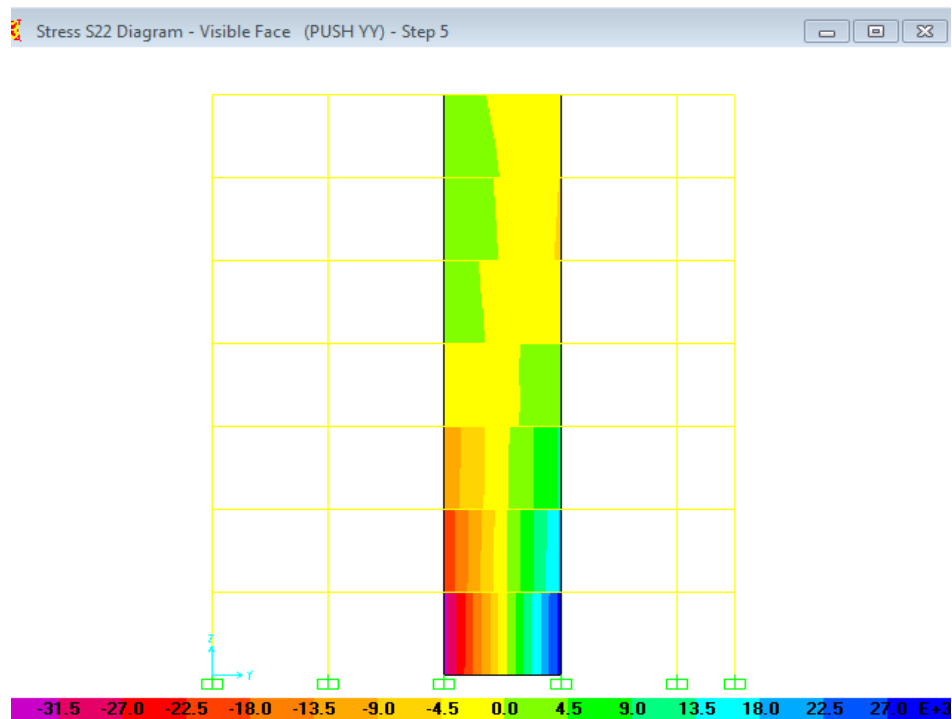


Figure B.8. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous push yy.

La variante N°5

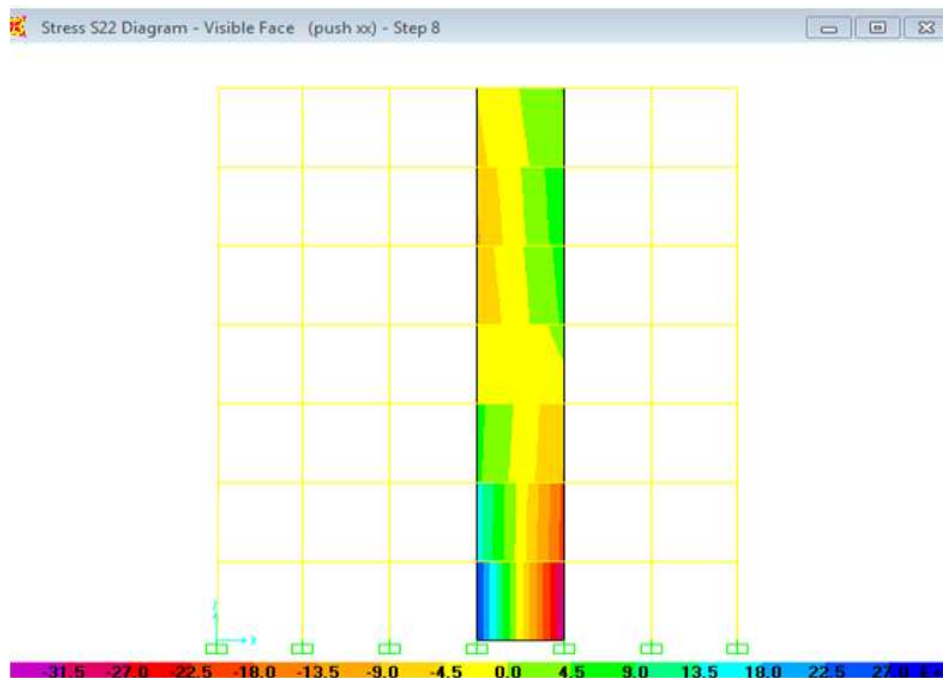


Figure B.9. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous pus xx.

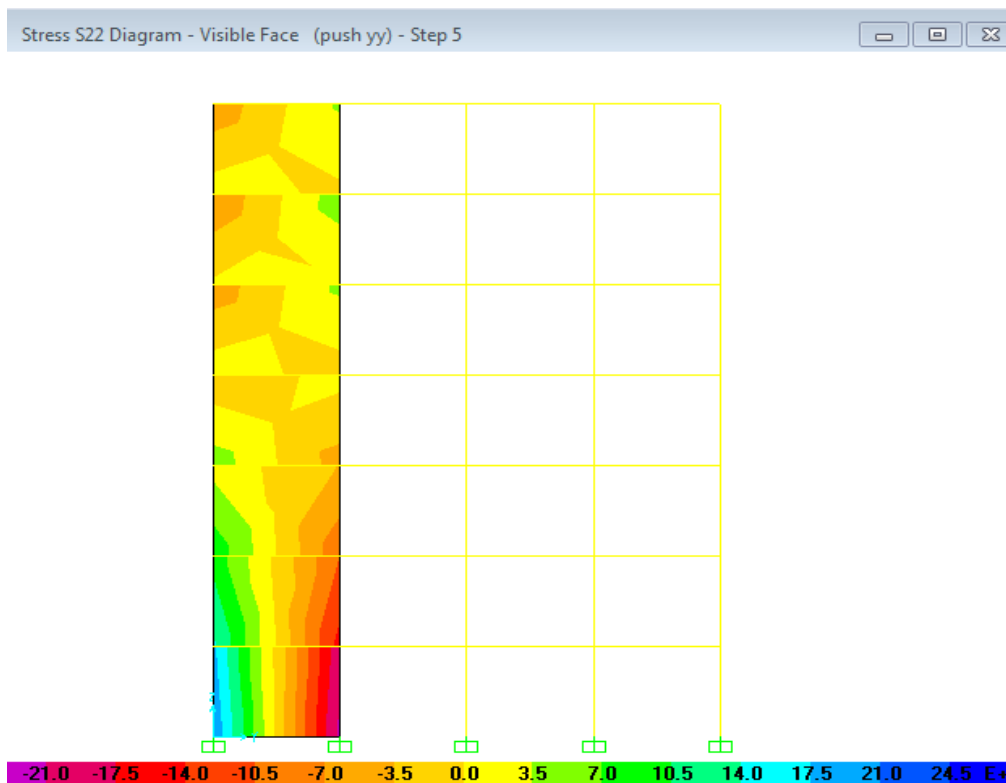


Figure B.10. La répartition des contraintes σ_{22} dans les voiles sous pus xx

Annexe C

1- La courbe contrainte - déformation de Mander :

“Mander Concrete Parametric Stress-Strain Curve”

La courbe contrainte - déformation de Mander calcul la contrainte de compression du béton et la déformation ultime correspondante pour :

- Mander – Unconfined Concrete (Béton non confine).
- Mander – Confined Concrete – Rectangular Section (Béton confiné – section rectangulaire).
- Mander – Confined Concrete – Circular Section (Béton confiné – section circulaire).

1.1- La courbe contrainte –déformation du béton non confiné.

(Mander Unconfined Concrete Stress-Strain Curve)

La courbe contrainte-déformation de Mander se compose d'une partie courbée et une partie linéaire. Les paramètres suivants définissent la courbe contrainte-déformation Mander béton non confiné.

- ε = Concrete strain
- f = Concrete stress
- E = Modulus of elasticity
- f'_c = Concrete compressive strength
- ε'_c = Concrete strain at f'_c
- ε_u = Ultimate concrete strain capacity

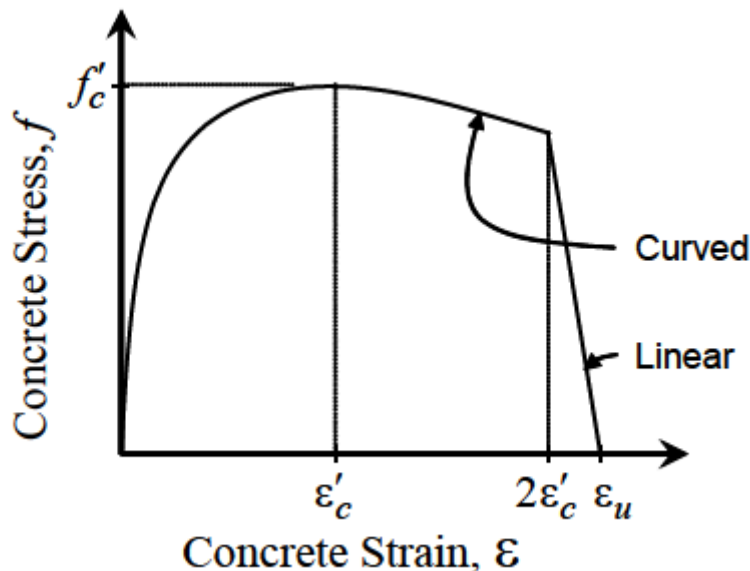


Figure C.1 : La courbe contrainte-déformation du béton non confiné de Mander.

For $\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c$ (curved portion),

$$f = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r}$$

where

$$x = \varepsilon / \varepsilon'_c$$

$$r = \frac{E}{E - (f'_c / \varepsilon'_c)}$$

For $2\varepsilon'_c < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (linear portion),

$$f = \left(\frac{2f'_c r}{r - 1 + 2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right)$$

1.2- La courbe contrainte -déformation du béton confiné.

(Mander Confined Concrete Stress-Strain Curve)

Pour la partie de compression du Mander confinée ; La résistance à la compression et la déformation ultime du béton confiné sont basés sur **le confinement (renforcement transversale)** en acier. Les paramètres suivants définissent La courbe du béton confiné Mander :

ε = la déformation du béton.

f = la résistance du béton.

E = module d'élasticité.

f'_c = la contrainte de compression du béton non confiné.

f'_{cc} = la contrainte de compression du béton confiné.

ε'_c = la déformation du béton correspond à la contrainte f'_c .

ε_u = la déformation ultime du béton non confiné.

ε_{cu} = la déformation ultime du béton confiné

ε'_{cc} = la déformation du béton correspond à la contrainte f'_{cc} .

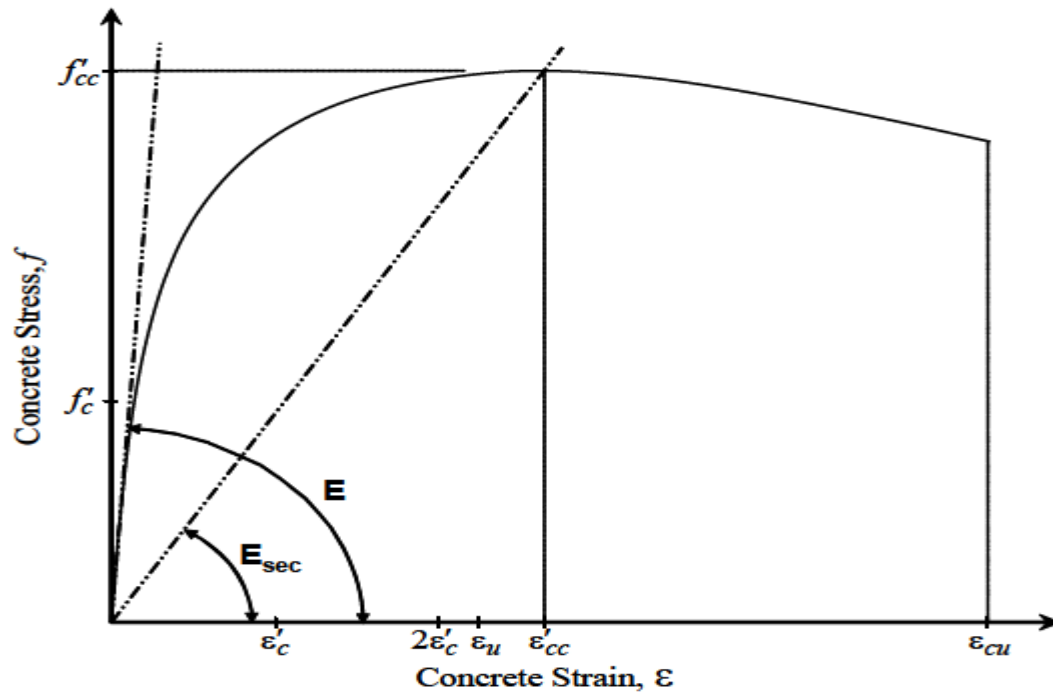


Figure C.2 : La courbe contrainte-déformation du béton confiné de Mander.

La courbe contrainte –déformation du béton confiné est définie par cette équation ;

$$f = \frac{f'_{cc} \times r}{r - 1 + x^r}$$

Tel que :

$$\epsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \epsilon'_c$$

L'expression de la résistance à la compression du béton confiné

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_L}{f'_c}} - 2 \frac{f'_L}{f'_c} - 1.254 \right)$$

Telle que ;

Annexe C

A_c = Area of concrete core measured from centerline to centerline of confinement steel

A_{cc} = Concrete core area excluding longitudinal bars; $A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$

A_e = Concrete area that is effectively confined

A_{sc} = Area of a circular hoop or spiral confinement bar

A_{sL} = Total area of all longitudinal bars

A_{sx} = Area of rectangular hoop legs extending in the x-direction

A_{sy} = Area of rectangular hoop legs extending in the y-direction

b_c = Centerline to centerline distance between rectangular perimeter hoop legs that extend in the y-direction

d_c = Centerline to centerline distance between rectangular perimeter hoop legs that extend in the x-direction

d_s = Diameter of circular hoops or spirals of confinement steel measured from centerline to centerline of steel

f'_c = Unconfined concrete compressive strength

f_L = Lateral pressure on confined concrete provided by the confinement steel

f'_L = Effective lateral pressure on confined concrete provided by the confinement steel

f_{yh} = Yield stress of confinement steel

K_e = Coefficient measuring the effectiveness of the confinement steel

s = Centerline to centerline longitudinal distance between hoops or spirals

s' = Clear longitudinal distance between hoops or spirals

w' = Clear transverse distance between adjacent longitudinal bars with cross ties

ρ_{cc} = Longitudinal steel ratio; $\rho_{cc} = A_{sL}/A_c$

ρ_s = Volumetric ratio of transverse confinement steel to the concrete core

ρ_x = Steel ratio for rectangular hoop legs extending in the x-direction; $\rho_x = A_{sx}/sd_c$

ρ_y = Steel ratio for rectangular hoop legs extending in the y-direction; $\rho_y = A_{sy}/sb_c$

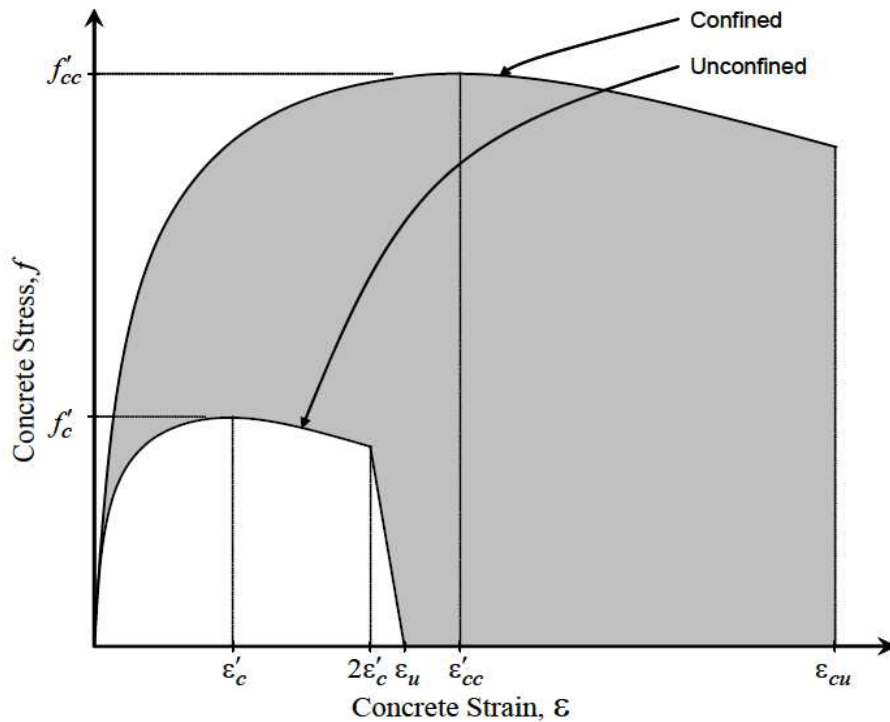
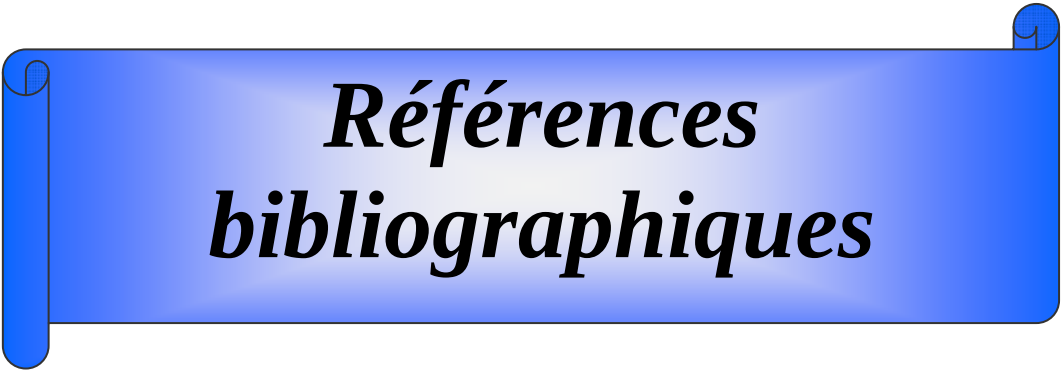


Figure C. 3. La courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné de Mander.



Références bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

- 1- « Largest Earthquakes in the World Since 1900 », USGS (Le United States Geological Survey), 14 janvier 2015.
- 2- « Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités » ; Hugo Bachmann
Directives de l'OPEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell'UFAEG, Berne, 2002.
- 3- « Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003 » Rapport de mission ; Victor DAVIDOVICI – 23 juillet 2003.
- 4- « Risque sismique, Constructions et vulnérabilité des bâtiments existants »
Milan ZACEK ; 21 octobre 2008 ; Professeur à l'ENSA Marseille. Architecte, ingénieur.
- 5- « Effet de confortement sur les structures en béton armé »
Boussa leila ; thèse de magister 2012, option sol-structure- matériaux, université M'Hamed bougara-Boumerdes.
- 6- Eurocode 8: « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ».
- Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- 7- « Prise en compte du risque sismique dans les constructions »
Guy besacier ; Architect –Ingénieur ,31-08-2004.
- 8- « Risque sismique et sa prévention en région wallonne » , PLUMIER André (1),
CAMELBEECK Thierry (2), BARSZEZ Anne-Marie (3) ,
écanique des structures et des matériaux, Université de Liège.
- 9- « Inventaire sismique comme aide à l'évaluation de la vulnérabilité sismique à
grande échelle : la méthode VULNERALP » Philippe Gueguen ; LGIT/CNRS, Université
joseph fourier, 2JUILLET 2007, 7 Colloque national.
- 10- « Conception parasismique » NIVEAU AVANT-PROJET ; MILAN ZACEK ; 2004.
- 11- « Norme française dites Règles PS 92 » ; Règles de construction parasismique.
- 12- « Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton arme
sous sollicitation sismique: apport de l'expérimentation et de la modélisation a la
conception » ; thèse doctorat ; NICOLAE ILE ; spécialité: génie civil – sols, matériaux,

Références bibliographiques

structures, physique du bâtiment, école doctorale MEGA (mécanique, énergétique, génie civil et acoustique).

- 13- « Modélisation par macro- éléments du comportement non – linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique », thèse doctorat ; Hemsas Miloud ; spécialité : Mécanique et ingénieries ; école doctorale des sciences pour l'ingénieur, université bordeaux1.
- 14- « Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings “
Pauly , T; Priestley ,M.J.N;new York :willey et sens ,1992.
- 15- « Prise en compte du comportement du béton »
–cas particuliers des voiles en plan en béton armé ; FOURE .B ; génie parasismique, Presses de l'ENPC, 1985.
- 16- « BAEL 99 » ; Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et de construction en Béton armé suivant la méthode des états limites -BAEL 91 révisé99.
- 17- « Influence de l'irrégularité en élévation de structure en portique en béton armé sur leur comportement sismique » mémoire de magister, Hamdani Naima ; option structures et matériaux, université Mouloud Mammeri. ²
- 18- La méthode du « Performance Point » (ATC 40). Principes de base et utilisation pratique. ; Application à un bâtiment existant ; Les projets HAZUS et RISK- UE
P. MOUROUX*.
- 19- Sermin OGUZ , 2005 «Evaluation of push over analysis procedures for frame structures , A thesis submitted to the graduate shool of natural and applied sciences of Middel east technical university.
- 20- “A modal push over analysis procedure to estimating seismic demands for buildings theory and preliminary evaluation” A. K.Chopra ,R. K.Goel ,PEER report 2001-2003, Pacific earthquake engineering research center, university of California.
- 21- “FEMA 273” NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA PUBLICATION 273)
- 22- “ATC 40 Applied Technology Council” Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.
- 23- « RPA2003 » règlement parasismique algériennes 99 révisé 2003, centre national des recherche en géni parasismique, Algérie.

Références bibliographiques

- 24- Computer and structures Inc ,(CSI),SAP 2000 three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures v14.
- 25- « Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode push over », LAFI Djamel Eddine, Mémoire de Magister, Option : Construction en zones sismiques, Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture, Université Hadj Lakhdar –Batna.
- 26- FEMA 356 “Federal Emergency Management Agency “prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, November 2000.
- 27- “Earthquake hazard reduction in existing reinforced concrete building and concrete frame building with masonry infill “City of Los Angeles, January 31, 1995.
- 28- Krawinkler. H. and Seneviratna G.D.P.K, 1998, pros and cons of a “Pushover analysis of seismic performance evaluation “Engineering structures.
- 29- « Analysis push over des structures en béton armé ; théorie d’endommagement » A. Boumekik ,projet de recherche, université de Batna ; 2006.
- 30- « Analyse spectral non itérative des oscillateurs simple sous l’action sismique », Belmouden youcef
- 31- « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments » Mr Belkebir Mohamed agiles, mémoire magister, option structures et matériaux, département Génie civil, université Mouloud Mammeri.
- 32- « Evaluation de la vulnérabilité sismique à l’échelle d’une ville de Rome »Alpes – Application a Grenoble ; vulneralp –Grenoble ; programme thématique prioritaires, 2007.
- 33- « Analyse inélastique du comportement des murs en béton arme » BOUZID Mohamed, mémoire de magister ; option : mécaniques des structures, faculté des sciences de l’ingénieur, département de génie civil université badji mokhtar – annaba.
- 34- « Conception des bâtiments basé sur la notion de performance » Etude bibliographique, école centrale de Paris, Estéban saez, mars 2006.
- 35- « Evaluation of push over analysis procedure for frame structures” Semin oguz, 2005, thesis, natural and applied science of middle east technical university, turkey.
- 36- « Conception parasismique des bâtiments» (1° partie), Patricia Balandier pour DDE Martinique –Secquip.
- 37- « Evaluation de la performance sismique des bâtiments »

Références bibliographiques

Mémoire de magister, Amar Kahil, option : structure et matériaux, spécialité : génie civil, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

- 38- « Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitation sismique », Pierre Alain Naze, école centrale de Lyon.
- 39- « Béton et construction parasismique », Cahier des modules de conférences pour les écoles d'architecture, école française du béton ; CIM béton (centre d'information sur le ciment et ses applications).
- 40- « Influence des caractéristique mécanique des matériaux mis œuvre sur le comportement mécanique des structures en portique en béton armé » Mémoire de magister, Sahoui hamza, option : modélisation et calcul non linéaire, spécialité : génie civil, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- 41- « Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse » Rapport de recherche, école polytechnique fédérale de Lausanne.
- 42- « Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé par l'utilisation des courbes de fragilités (Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete Buildings using fragility curves) », communication, M. Mouzzoun *, O. Moustachi ¹, A. Taleb ².
- 43- « Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ » thèse de doctorat, présenté par, Fabien DUCO, spécialité Génie Mécanique, Mécanique des Matériaux, institut national polytechnique de Toulouse.
- 44- « Etude d'un voile renforcé avec des barres diagonales internes par abaqus » Kezman Ali, mémoire de master, option structure, spécialité : génie civil, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- 45- « Modélisation du comportement, jusqu'à rupture, en cisaillement des voiles en béton armé » Saad Ammar, mémoire de magister, spécialité : génie civil, option : modélisation et calcul non linéaire, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- 46- « The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresse “, VECCHIO F.J; COLLINS MP;” University of Toronto, Department of Civil Engineering, Publication March 1982.
- 47- , « Réponse sismique non linéaire des portiques en béton armé irréguliers en élévation », Branci Taïeb, XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012.
- 48- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC., BERKELEY, CALIFORNIA JUNE 2008, “TECHNICAL NOTE MATERIAL STRESS-STRAIN CURVES” SAP2000V14.
- 49- Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park 1984. “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”. Journal of Struc-tural Engineering. ASCE. 114(3). 1804-1826.