

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



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



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

*Option: Structures*

Présenté par :  
**M<sup>lle</sup> Tilmatine Thileli**

**THEME**

*Etude comparative de la performance sismique entre plusieurs systèmes de contreventement d'une structure en béton armé*

Devant le jury d'examen composé de :

<b>M. DEHMOUS Houcine</b>	<b>MCA</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Président</b>
<b>M. BENYAHY Karim</b>	<b>MCB</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Encadrant</b>
<b>M. IDDIR Abdekader</b>	<b>MCB</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Examineur</b>

Présenté le : 26/09/2019

# Remerciements

*Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir Donné la foi qui m'a guidée jusqu'à la réalisation de ce travail.*

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à l'enseignant **M. Benyahi Karim**, de m'avoir fait l'honneur d'assurer l'encadrement de ce travail.*

*Je le félicite pour le parcours étincelant qu'il tient à transmettre à ses étudiants. Aussi je salue sa patience et sa disponibilité, aussi bien en présentiel qu'à distance et je n'oublie surtout pas de le remercier pour ses judicieux conseils et orientations qui ont contribués énormément à l'aboutissement de mémoire de fin de cycle.*

*Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury, **DEHMOUS Houcine** et **IDDIR Abdelkader** d'avoir consacré leur temps à la lecture de ce projet de fin d'études et de me faire l'honneur et le privilège d'évaluer ce modeste travail.*

*Je remercie également **M. Skendraoui** pour avoir mis à ma disposition les plans nécessaires à la réalisation de cette étude.*

*J'adresse mes sincères remerciements à **Mr Tabou Rachid** pour m'avoir donné les orientations essentielles pour mener à bien ce travail.*

*Mes remerciements les plus chaleureux vont à mes parents et aux membres de ma famille pour leurs encouragements, leur patience et leur grand soutien durant toutes ces années d'études.*

*Je n'omets pas d'adresser mes remerciements à tous mes amis pour leur soutien constant et leurs encouragements, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'achèvement de ce travail.*

*Thilelli*

# Dédicaces

*Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux,*

*Je dédie ce travail :*

*À cette femme merveilleuse et véritable germe de toutes les affections et les actions généreuses. **Ma chère maman, que j'aime !***

*À cet homme travailleur, à l'écoute facile, pour son soutien et sa dévotion à notre épanouissement. **Mon papa, que j'aime !***

*Vous êtes ma source de courage et de patience, je vous suis éternellement reconnaissante !*

*À mon chère frère **Ali**, ma sœur **Thiziri** et toute la famille **TILMATINE**.*

*À **ZIANI Lounes** qui m'a soutenu durant la préparation de ce mémoire.*

*À tous mes enseignants, à toute la promotion Génie Civil 2019, en particulier la section **MASTER II STRUCTURE**.*

*À mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin ou de près.*

***Thileli***





# Résumé

*Dans la zone sinistrée par le séisme de Boumerdès (en mai 2003), il a été constaté que le système constructif ayant enregistré le plus d'endommagement est celui constitué de portiques auto-stables. Entre autres, l'introduction des voiles dans le contreventement de certaines constructions a montré une grande amélioration de la résistance vis-à-vis des forces sismiques.*

*L'objectif assigné à ce travail est de proposer un système de contreventement à travers une comparaison de plusieurs critères, qui ont été choisis de sorte à avoir un meilleur comportement dynamique, ainsi que des efforts internes les plus réduits possibles.*

*Dans le cadre de ce travail ; dans un premier temps, il y a eu lieu de mettre en évidence la variation des différents paramètres de stabilité après introduction des voiles dans une structure auto-stable, pour cela nous avons procédé, par l'analyse statique linéaire, à une comparaison des deux systèmes structuraux : structure auto-stable et structure mixte (en utilisant un système de notation).*

*En second lieu, nous avons établi une étude comparative, cette fois entre trois types de contreventement d'une structure en béton armé, en incluant alors un troisième système de contreventement, constitué de portiques où certains de ces éléments verticaux (poteaux) ayant un rapport des dimensions nous permettant de les considérer comme étant des voiles). Pour cela, nous avons procédé à une analyse linéaire (par un système de notation). De même, une analyse statique non-linéaire (analyse Push-over) a été établie sur les mêmes systèmes structuraux et suivants des paramètres de comparaison ; tel que la raideur au point de performance, la raideur initiale, l'indice de dégradation, la demande en ductilité, afin d'évaluer leurs comportements au-delà du domaine linéaire.*

**Mots-clés :** Béton armé ; contreventement ; push over ; vulnérabilité ; courbe de capacité.



# Abstract

*In the area affected by the Boumerdès earthquake (in May 2003), it was found that the construction system that recorded the most damage was the one consisting of portico column-beam. Among other things, the introduction of the walls in the bracing of some constructions showed a great improvement of the resistance with respect to the seismic forces.*

*The objective assigned to this work is to propose a system of bracing through a comparison of several criteria, which have been chosen so as to have a better dynamic behavior, as well as the smallest internal efforts possible.*

*As part of this work; at first, it was necessary to highlight the variation of the various stability parameters after the introduction of the walls in a column-beam structure, for this we proceeded, by the linear static analysis, to a comparison of the two structural systems: braced frames and the combining frames and shear walls (using a notation system).*

*Secondly, we have established a comparative study, this time between three types of bracing of a reinforced concrete structure, including a third bracing system, consisting of porticoes where some of its vertical elements (columns) having a relationship dimensions allowing us to consider them as walls). For this, we proceed to a linear analysis (by a system of notation). Similarly, a non-linear static analysis (push-over analysis) was established on the same structural systems and according to comparison parameters; such as stiffness at the point of performance, initial stiffness, degradation index, ductility demand, to evaluate their behavior beyond the linear domain.*

**Keywords:** *Reinforced concrete; bracing; push over; vulnerability; capacity curve.*

# Sommaire

Liste des tableaux

Listes des figures

Liste des symboles

Résumé

Introduction générale

Chapitre I : Recherche bibliographique

1.1	Introduction .....	3
I.2	Historique des travaux antérieurs .....	3
I.3	Historique de sismicité en Algérie .....	5
1.3.1	Tectonique des plaques .....	5
I.3.2	Historique des séismes en Algérie .....	7
I.4	Systèmes de contreventement .....	10
I.4.1	Le contreventement des plans horizontaux .....	10
I.4.2	Les éléments du contreventement verticaux .....	11
I.4.2.1	Structures en portiques (poteaux-poutres) .....	10
I.4.2.2	Structure mixte (portique + voile) .....	11
I.5	Comportement des structures en béton armé .....	12
I.5.1	Comportement des bâtis existants en béton armé .....	13
I.5.2	Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique .....	14
I.5.3	Comportement des voiles .....	16
I.6	Vulnérabilité sismique et les structures en béton armé .....	18

I.6.1 La vulnérabilité sismique	18
I.6.2 Fonction de vulnérabilité	19
I.6.2.1 Approche empirique	19
I.6.2.2 Approche théorique	19
I.6.2.3 Approche expérimentale	19
I.7 Conception et niveaux de performances	19
I.7.1 Critères de performance	20
I.8 Les différentes méthodes de calcul	21
I.8.1 Méthodes élastiques linéaires	22
I.8.1.1 Méthode statique équivalente	22
I.8.1.2 Méthode spectrale modale	23
I.8.1.3 Méthode d'analyse temporelle élastique	24
I.8.2 Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER)	24
I.9 Problématique et objectif du mémoire	25
 <b><u>Chapitre II</u> : Présentation et dimensionnement de la structure</b>	
II.1 Présentation et description de l'ouvrage	26
II.1.1 Description de l'ouvrage	26
II.1.2 Dimensions de l'ouvrage (vue en plan et en élévation)	26
II.1.3 Éléments composant la structure	26
II.1.3.1 Éléments composant la superstructure	26
II.1.3.2 Éléments composant l'infrastructure	28
II.1.4 Réglementation utilisée	28
II.1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	28
II.1.5.1 Le béton	28
II.1.5.2 L'acier	33
II.2 Pré-dimensionnement des éléments	36
II.2.1 Pré-dimensionnement du plancher	36

• Pré-dimensionnement du plancher (en corps creux) .....	37
• Conclusion .....	38
II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres .....	38
II.2.2.1 Poutres principales .....	39
II.2.2.2 : Poutres secondaires .....	40
II.2.3 Les escaliers .....	41
II.2.3.1 Calcul de l'escalier .....	41
III.2.1.3 Épaisseur de la paillasse .....	42
II.2.4 Descente des charges .....	43
II.2.4.1 Charges permanentes .....	43
II.2.4.2 Surcharges d'exploitation .....	49
II.2.5 Poteaux .....	49
II.2.5.1 Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité .....	49
II.2.5.2 Poids propre des poutres .....	51
II.2.5.3 Poids des planchers .....	51
II.2.5.4 Poids propre des poteaux .....	52
II.2.5.5 Surcharges d'exploitation .....	52
II.2.5.6 Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant...	56
II.2.5.7 Vérification au flambement .....	60
II.2.6 Les voiles .....	61
II.2.7 Dalle pleine .....	62

**Chapitre III** : étude comparative entre différents systèmes de contreventement par l'analyse linéaire

III-1 Introduction .....	64
III-2 Étapes de modélisation .....	65
III-3 Choix de la disposition des voiles .....	70
III-4 Étude comparative entre les trois systèmes de contreventements.....	70

III.4.1	Résultats du système de contreventement par portiques auto-stables	70
III-4-1-1	Efforts internes dans les éléments structuraux	70
III-4-1-2	Calcul des déplacements latéraux inters étage	73
III-4-1-3	Étude dynamique	74
III-4-2	Résultats du système de contreventement mixte	75
III-4-2-1	Efforts internes dans les éléments structuraux	75
III-4-2-2	Calcul des déplacements latéraux inters étage	78
III-4-3	Interprétation des résultats	80
III-5	Étude dynamique du système de contreventement mixte	90
III-5-1	Présentation des résultats de la méthode modale spectrale	90
III-6	Vérification vis-à-vis des exigences du (RPA 99/version 2003) [11], pour la structure mixte	93
III-6-1	Choix de méthode de calcul	94
III-7	Proposition d'un 3ème système de contreventement	106
III.7.1	Résultats du 3ème système de contreventement	107
III-7-1-1	Efforts internes dans les éléments structuraux	107
III-7-1-2	Calcul des déplacements latéraux inter-étages	110
III-7-1-3	Étude dynamique	111
III-8	Exploitation des résultats des trois systèmes de contreventement	112
III-8-1	Comportement dynamique	113
III.8.2	Déplacements relatifs et absolus	114
III.8.3	pourcentage des charges verticales reprise par les portique et voiles	117
III.8.4	pourcentage des charges horizontales reprise par les portique et voiles	118
III.9-	Efforts internes dans les éléments structuraux	120

III.10 Synthèse des résultats	.....	127
Conclusion	.....	127
<b>Chapitre IV</b> : étude comparative entre différents systèmes de contreventement par l'analyse statique non linéaire		
IV.1 Introduction	.....	129
IV.2 Principe d'application de la méthode PUSH OVER	.....	129
IV.3 Ferrailage des éléments de la structure	.....	130
VI.3.1 Ferrailage des poteaux	.....	130
VI.3.2 Ferrailages des poutres	.....	132
IV.4 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres	.....	138
IV.5 Niveaux de dommages	.....	142
IV.6 Définition du chargement de l'analyse push over	.....	143
IV.6.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires	.....	143
IV.6.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales	.....	144
IV.7 Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité	.....	146
IV.8 Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd).....		148
IV.9 Modélisation de l'action sismique et type de sol	.....	148
IV.10 Résultats de l'analyse PUSH OVER	.....	149
IV.10.1 Courbes de capacités : (Vbase, Dsommet)	.....	149
IV.10.2 Détermination du point de performance de la structure (Vp-Dp) et interprétation des résultats	.....	151
IV.10.3 Demande en ductilité $\mu_D$	.....	152
IV.10.4 Raideur initiale de la structure	.....	153
IV.10.5 Indice de dégradation	.....	154
IV.10.6 Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments	.....	155
IV.11 Conclusion	.....	157
<b>Conclusion générale</b>	.....	156

## **Références bibliographiques**

## **Annexes**

## Liste des tableaux

### Chapitre I

Tableau I.1	Les séismes d'Algérie les plus importants depuis 1365	.....	7
Tableau I.2	Niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif	.....	21

### Chapitre II

Tableau II.1	Charges permanentes de la terrasse inaccessible	.....	44
Tableau II.2	Évaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux		44
Tableau II.3	Évaluation des charges de plancher courant à corps creux	.....	45
Tableau II.4	Évaluation des charges de murs extérieurs	.....	46
Tableau II.5	Évaluation des charges de murs extérieurs	.....	46
E)	Tableau II.6	Évaluation des charges de balcon	..... 48
G)	Tableau II.7	Évaluation des charges de palier	..... 48
Tableau II.8	Évaluation des charges sur la volée	.....	48
Tableau II.9	Coefficients de dégression des surcharges	.....	53
Tableau II.10	Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau C3	.....	55
Tableau II.11	Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres	.....	58
Tableau II.12	Vérification des moments d'inerties sur les poutres principales et les poteaux après un dimensionnement en capacité	.....	59
Tableau II.13	Vérification des moments d'inerties sur les poutres secondaires et les poteaux après un dimensionnement en capacité	.....	59

### Chapitre III

Tableau III.1	Efforts internes dans les poutres principales de la structure auto-stable	....	71
Tableau III.2	Efforts internes des poutres secondaires de la structure auto-stable	.....	71
Tableau III.3	Efforts internes des poteaux de la structure auto-stable et ferrailage de leurs sections	.....	72
Tableau III.4	Déplacements absolus et relatifs de la structure auto stable	.....	74

Tableau III.5	Caractéristiques dynamiques de la structure auto-stable .....	74
Tableau III.6	Efforts internes des poutres principales proches des voiles de la structure mixte .....	75
Tableau III.7	Efforts internes des poutres principales loin des voiles de la structure mixte .....	76
Tableau III.8	Efforts internes des poutres secondaires proches des voiles de la structure mixte .....	76
Tableau III.9	Efforts internes des poutres secondaires loin des voiles de la structure mixte.....	76
Tableau III.10	Efforts internes dans les poteaux de la structure mixte et ferrailage de leurs sections .....	77
Tableau III.11	Déplacement absolu et relatifs de la structure mixte.....	78
Tableau III.12	Caractéristiques dynamiques de la structure mixte .....	79
Tableau III.13	Poutres principales à L'ELU (1.35 G +1.5Q) .....	80
Tableau III.14	Poutres secondaires à L'ELU .....	81
Tableau III.15	Poutres principales sous la combinaison : $G + Q \pm E$ .....	81
Tableau III.16	Poutres secondaires sous la combinaison : $G + Q \pm E$ .....	82
Tableau III.17	Poutres principales sous la combinaison : $0.8 G \pm E$ .....	83
Tableau III.18	Poutre secondaires sous la combinaison : $0.8G \pm E$ .....	83
Tableau III.19	Section d'armatures calculée au premier niveau pour les deux structures (auto-stables, mixtes) .....	85
Tableau III.20	Comparaison des caractéristiques dynamiques entre le système auto-stable et mixte. ....	86
Tableau III.21	Comparaison des déplacements absolus entre le système auto-stable et mixte .....	88
Tableau III.22	Variation des déplacements relatifs des deux structures selon XX et YY .....	89
Tableau III.23	Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	92
Tableau III.24	Charges verticales reprise par les portiques et les voiles .....	100
Tableau III.25	justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ .....	103
Tableau III.26	vis-à-vis des déformations .....	104

Tableau III.27	Vérification au renversement.	.....	105
Tableau III.28	Efforts internes dans les poutres principales de 3 <sup>ème</sup> système	.....	107
Tableau III.29	Efforts internes des poutres secondaires de 3 <sup>ème</sup> système	.....	107
Tableau III.30	Efforts internes des poteaux pour le 3 <sup>ème</sup> système de contreventement		108
Tableau III.31	Déplacements absolus et relatifs de la structure de 3 <sup>ème</sup> système	.....	110
Tableau III.32	Caractéristiques dynamiques de 3 <sup>ème</sup> système	.....	111
Tableau III.33	Comparaison des caractéristiques dynamiques	.....	113
Tableau III.34	Comparaison des déplacements absolus inter-étages.	.....	114
Tableau III.35	Comparaison des déplacements relatifs inter-étages.	.....	115
Tableau III.36	Comparaison de du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles	.....	117
Tableau III.37	: Comparaison de du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles suivant x-x	.....	118
Tableau III.38	: Comparaison de pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles suivant y-y	.....	119
Tableau III.39	Comparaison des efforts internes dans les poutres principales.....		120
Tableau III.40	Comparaison des efforts internes dans les poutres secondaires.....		122
Tableau III.41	Comparaison des efforts maximums dans les poteaux	.....	124
Tableau III.42	Comparaison du ferrailage des poteaux	.....	126
Tableau III.43	Récapitulatif des résultats obtenus	.....	127

#### **Chapitre IV**

Tableau IV.1	Ferrailage des poteaux suivant le sens longitudinale et transversale.....		131
Tableau IV.2	Ferrailage des poutres principales pour la structure auto-stable	.....	133
Tableau IV.3	Ferrailage des poutres secondaires pour la structure auto-stable	.....	134
Tableau IV.4	Ferrailage des poutres principales pour la structure mixte	.....	134
Tableau IV.5	Ferrailage des poutres secondaires pour la structure mixte	.....	135
Tableau IV.6	Ferrailage des poutres principales pour le 3 <sup>ème</sup> système de contreventement	.....	136
Tableau IV.7	Ferrailage des poutres secondaires pour le 3 <sup>ème</sup> système.....		136

Tableau IV.8	Ferraillage des poteaux sous forme de voile du 3 <sup>ème</sup> système.....	137
Tableau IV.9	Valeurs de $C_a$ et $C_v$ caractérisant le type de sol et la zone sismique.....	149
Tableau IV.10	Points de performance des trois systèmes de contreventement étudiés..	151
Tableau IV.11	Demande en ductilité .....	152
Tableau IV.12	Caractéristiques des trois systèmes étudiés dans le domaine élastique....	153
Tableau IV.13	Indices de dégradations au niveau des trois systèmes de contreventements étudiés .....	154

# Liste des Figures

## Chapitre I

Figure I.1	Contexte sismo-tectonique de la collision des plaques Afrique Eurasie (IRSN).....	6
Figure I. 2	Carte des plaques lithosphériques principales .....	6
Figure I.3	Séismes majeurs qui ont frappé le territoire algérien de 1900 à 2003 .....	8
Figure I.4	Répartition des dégâts du séisme de Boumerdès .....	8
Figure I.5	Carte de zonage sismique du territoire national .....	9
Figure I.6	Désolidarisation global des constructions .....	10
Figure I.7	Éclatement de zones critiques, extrémités .....	11
Figure I.8	Dislocation des sections des poteaux, poutres.....	11
Figure I.9	Type de mouvement affectant un bâtiment .....	12
Figure I.10	Oscillations verticales .....	12
Figure I.11	Oscillations horizontales des constructions .....	13
Figure I.12	Mécanisme de ruine .....	14
Figure I.13	Mécanisme de rupture de l'ossature en béton armé sous l'effet de son interaction avec son remplissage en maçonnerie .....	15
Figure I.14	La propagation des fissures diagonales vers les nœuds du cadre (remplissage assez rigide).Ces dégâts sont de degré 4 .....	15
Figure I.15	Cisaillement induit par les cloisons de remplissage.....	15
Figure I.16	Endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux.....	16
Figure I.17	Comportement des voiles .....	17
Figure I.18	Comportement des voiles .....	18
Figure I.19	Niveaux de performance .....	20
Figure I.20	Principe de la méthode statique équivalente.....	23
Figure I.21	Principe de la méthode modale spectrale .....	23
Figure I.22	courbe de capacité d'une structure ( $V_{base} - D_{sommet}$ ).....	24

## **Chapitre II**

Figure II.1	Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	32
Figure II.2	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	33
Figure II.3	Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU. ....	35
Figure II.4	Éléments d'un plancher en corps creux. ....	37
Figure II.5	Plancher en corps creux. ....	38
Figure II.6	Terminologie d'un escalier. ....	41
Figure II.7	Schéma représentatif de l'escalier .....	42
Figure II.8	Schéma représentatif de la longueur de la paillasse projetée. ....	43
Figure II.9	Plancher terrasse inaccessible .....	44
Figure II.10	Plancher étage courant .....	45
Figure II.11	Coupe verticale du mur extérieure.....	47
Figure II.12	Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le plancher terrasse.....	50
Figure II.13	Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le plancher de l'étage courant.....	50
Figure II.14	Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le plancher de l'étage 8. ....	51
Figure II.15	Coupe de voile en élévation [11].....	61
Figure II.16	Coupe de voiles en plan. [11].....	61
Figure II.17	Panneau de la dalle pleine .....	63

## **Chapitre III**

Figure III.1	Model tridimensionnel de la structure auto stable et mixte respectivement .....	69
Figure III.2	La disposition des voiles (vue en plan).....	70
Figure III.3	variations des efforts internes dans les poutres principales proches des voiles et celles de la structure auto stable à L'ELU.....	80
Figure III.4	variations des efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles et celles de la structure auto stable à L'ELU.....	81
Figure III.5	variations des efforts internes dans les P.P proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison $G + Q \pm E$ .....	82
Figure III.6	variations des efforts internes dans les P.S. Proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison $G + Q \pm E$ .....	82
Figure III.7	variations des efforts internes dans les P.P proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison $0.8G \pm E$ .....	83

Figure III.8 variations des efforts internes dans les P.S. Proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison $0.8G \pm E$ .....	84
Figure III.9 La période des trois premiers modes au niveau des deux structures .....	87
Figure III.10 Variation des déplacements relatifs des deux structures selon XX et YY respectivement .....	88
Figure III.11 Variation des déplacements absolus des deux structures selon XX et YY respectivement .....	89
Figure III.12 1 <sup>er</sup> Mode de vibration : translation suivant le sens X-X de période $T=0.998661s$ .....	91
Figure III.13 2 <sup>ème</sup> Mode de vibration : sens YY de période $T=0.852422 s.$ .....	92
Figure III.14 3 <sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de période $T=0.812684 s.$ .....	92
Figure III.15 Vue en plan du 3 <sup>ème</sup> système .....	106
Figure III.16 Vue en 3D du 3 <sup>ème</sup> système .....	106
Figure III.17 périodes des 3 systèmes pour les 3 premiers modes. ....	114
Figure III.18 Déplacements absolus inter-étages des 3 systèmes suivant XX et YY respectivement. ....	116
Figure III.19 Déplacements relatifs inter-étages des 3 systèmes suivant XX et YY respectivement. ....	116
Figure III.20 pourcentages des charges verticales reprise par les portiques et voiles des 3 systèmes. ....	117
Figure III.21 pourcentages des charges horizontales reprise par les portiques et voiles des 3 systèmes dans la direction x-x.....	118
Figure III.22 pourcentages des charges horizontales reprise par les portiques et voiles des 3 systèmes dans la direction y-y.....	119
Figure III.23 Variations des efforts internes dans les poutres principales proches des voiles des trois systèmes à L'ELU et sous $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$ .....	121
Figure III.24 variations des efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles des trois systèmes L'ELU et sous $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$ .....	123

#### **Chapitre IV**

Figure IV.1 Ferrailage des poteaux.....	132
Figure IV.2 Ferrailage des éléments poutres principales de la structure auto- stable .....	133
Figure IV.3 Ferrailage des poutres secondaires de la structure autostable.....	134
Figure IV.4 Ferrailage des poutres principales de la structure mixte.....	135
Figure IV.5 Ferrailage des poutres secondaires de la structure mixte .....	135
Figure IV.6 Ferrailage des poutres principales du 3 <sup>ème</sup> système .....	136
Figure IV.7 Ferrailage des poutres principales du 3 <sup>ème</sup> système .....	137
Figure IV.8 Ferrailage des poteaux sous forme de voile du 3 <sup>ème</sup> système.....	138
Figure IV.9 Loi de comportement simplifiée des règlements ATC40, FEMA 273 et 356 [14] .....	139
Figure IV.10 Création des rotules de type V3 .....	140
Figure IV.11 Introduction des rotules plastiques des poutres.....	141
Figure IV.12 Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	141
Figure IV.13 Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	142

Figure IV.14	Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales. ....	144
Figure IV.15	Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx) .....	145
Figure IV.16	Résultats de la méthode push over et courbe de capacité de la structure autostable dans le format (Sa-Sd). ....	146
Figure IV.17	les valeurs de la courbe de capacité de type (Sa, Sd) .....	147
Figure IV.18	Résultats de la méthode PUSH OVER et courbe de capacité de la structure mixte dans le format (Sa-Sd) de la structure mixte .....	147
Figure IV.19	Les valeurs de la courbe de capacité de type (Sa, Sd) de la structure mixte.....	147
Figure IV.20	Représentation du spectre élastique amorti à 5%.....	148
Figure IV.21	Courbe de capacité (V base - Sommet). De la structure auto-stable.....	149
Figure IV.22	Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (Sa-Sd) pour le système auto-stable.....	150
Figure IV.23	Courbe de capacité (V base – D sommet) de système mixte .....	150
Figure IV.24	Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (Sa-Sd) pour le système mixte....	150
Figure IV.25	Courbe de capacité (Vbase-Dsomet) de 3ème système .....	151
Figure IV.26	Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (Sa-Sd) de 3 <sup>ème</sup> système.....	151
Figure IV.27	Déplacement au point de performance pour les trois systèmes .....	152
Figure IV.28	Demande en ductilité des 3 systèmes .....	153
Figure IV.29	Raideurs initiales des 3 systèmes .....	154
Figure IV.30	Indice de dégradation au niveau des trois systèmes de contreventements étudiés.....	155
Figure IV.31	Apparitions des rotules au niveau des voiles des RDC.....	156
Figure IV.32	Progression de la formation des rotules plastiques .....	156
Figure IV.33	Niveau de dommages critique.....	157

## Liste des symboles

$V_u$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée

$f_{tj}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours

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

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : Facteur de qualité.

$V$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$W$  : poids total de la structure.

$T$  : période fondamentale

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

Le coefficient dépend de la durée d'application des charges:  $\theta$

$\gamma_b$  : Est le coefficient de sécurité.

$E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\bar{\sigma}_t$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

$D_o$  : Déplacement plastique.

$\lambda$  : Élancement du poteau

$I_f$  : Longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie

$\mathbf{K}$  : Matrice de rigidité généralisée.

$\mathbf{M}$  : Matrice Masse généralisée.

$\mathbf{\omega}^2$  : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\Phi\}$  : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

$\delta_{ex}^k$  : Déplacement absolu selon x (à partir de l'ETABS sous la combinaison **accidentelle**).

$\delta_{ey}^k$  : Déplacement absolu selon y (à partir du l'ETABS sous la combinaison **accidentelle**).

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$\Delta_{kx}$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

$\Delta_{ky}$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}$  : Le déplacement relatif admissible.

$\mathbf{Vt}$  : effort tranchant à la base obtenu par l'ETABS.

$\mathbf{V}$  : effort tranchant à la base obtenu par la méthode statique équivalente.

$Q$  : Facteur de qualité

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

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

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : Hauteur d'étage « k »

**Ms** : moment stabilisant.

**Mr** : moment de renversement

Sa : L'accélération spectrale.

Sd : Le déplacement spectral

**$\mu_D$**  : La demande en ductilité

**K<sub>e</sub>** : Raideur initiale de la structure

**K<sub>p</sub>** : Raideur plastique de la structure

**I<sub>d</sub>** : indice de dégradation de la structure

Ca : coefficient sismique d'accélération.

Cv : coefficient sismique de vitesse.

De : Déplacement élastique.

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

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les séismes occupent un problème d'actualité dans la famille des risques naturels provoquant des dégâts et de nombreuses victimes.

En raison de la situation de l'Algérie sur la frontière des affrontements des plaques tectoniques : la plaque eurasienne et la plaque africaine, le nord de l'Algérie a subi au cours de l'histoire plusieurs séismes destructeurs, le plus récent étant celui du **21 mai 2003 de Boumerdès**. Ces séismes se caractérisent par leur nature superficielle, ne dépassant pas en profondeur les 15 Km, ce qui les rend plus perceptibles par la population donc plus dangereux. C'est la raison pour laquelle la construction dans notre pays doit prendre en considération ce facteur important pour la conception et le calcul. Ainsi, la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.

Les structures ne réagissent pas de la même manière aux secousses sismiques. Certaines structures sont plus sensibles que d'autres à l'endommagement par les séismes. Cette tendance à l'endommagement se traduit par la vulnérabilité.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Deux familles de méthodes sont généralement utilisées pour l'évaluation du comportement des différentes structures: d'une part, **les méthodes empiriques**, fondées sur le retour d'expérience, qui sont utilisées à grande échelle, d'autre part, pour un nombre plus restreint de bâtiments, les méthodes analytiques utilisent la modélisation plus ou moins sophistiquée pour obtenir la courbe de fragilité. À l'échelle d'une structure, l'application de la **méthode statique linéaire (méthode statique équivalente)** est la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments mais cette méthode conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher au mieux le comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire. Une nouvelle méthode a émergé ces dernières années, dite méthode statique non linéaire **"PUSH OVER"**. Cette dernière, est utilisable pour des structures monomodales en première analyse, elle permet une approche plus réaliste du comportement des structures porteuses.

Dans le présent travail, on fera l'étude et la comparaison de la performance sismique entre une structure en portique auto-stable (poteau-poutre) et une structure mixte (portiques + voiles), puis on effectuera une autre comparaison entre trois types de contreventement d'une structure en béton armé, en incluant un troisième système de contreventement, constitué de portiques où certains de ces éléments verticaux (poteaux) ayant un rapport des dimensions nous permettant de les considérer comme étant des voiles. Pour cela, nous avons procédé à une analyse linéaire (par un système de notation). Et une autre analyse statique non-linéaire (analyse Push-over) a été établie sur les mêmes systèmes structuraux et suivants des paramètres de comparaison ; tel que la raideur au point de performance, la raideur initiale, l'indice de dégradation, la demande en ductilité, afin d'évaluer leurs comportements au-delà du domaine linéaire.

Ce manuscrit est organisé en quatre chapitres comme suit :

- Le premier chapitre fait état d'une petite recherche bibliographique, il traite : un historique de sismicité en Algérie et des travaux antérieurs abordés dans ce sujet, le comportement des structures en béton et les différents systèmes de contreventement et en fin les méthodes de calcul (méthode statique linéaire et méthode statique non-linéaire PUSH OVER).
- Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de la structure considérée pour l'étude, et aussi au dimensionnement de leurs éléments structuraux.
- Le troisième chapitre est dédié à la modélisation et le chargement sismique considéré, ainsi que l'exploitation des résultats obtenus. Entre autre, une étude comparative est faite entre le système auto-stable et le système mixte. Puis, nous avons fait une autre étude comparative entre les résultats issus de l'analyse linéaire entre les trois systèmes de contreventements. Ceci afin d'évaluer le comportement du 3<sup>ème</sup> système proposé avec une démarche de notation.
- Le quatrième chapitre concerne l'évaluation de la performance sismique des deux structures considérées pour l'étude par une analyse statique non linéaire ainsi que la comparaison des résultats trouvés par la méthode statique non linéaire (pushover) pour les trois systèmes afin d'évaluer leur comportement dans le domaine non linéaire.

**Chapitre I**  
**Etude bibliographique**

## 1.1 Introduction

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

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

## 1.2 Historique des travaux antérieurs :

Durant ces dernières décennies, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ces dégâts ont été causés par la construction (calcul et conception), pour cela beaucoup de recherches ont été faites pour réduire le risque sismique, c.-à-d. comprendre l'effet sismique sur la structure, et étudier le comportement des structures en béton armé vis-à-vis du séisme et aussi pour améliorer le comportement sismique des structures. Et parmi ses recherches on s'intéresse aux études qui entament l'évaluation de la performance sismique et aussi la vulnérabilité des structures en béton armé.

Et à titre d'exemple on peut citer :

- **En 2009, Menasri Y. [24]** a traité l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants « structure portique en béton armé » Dans cette étude, il a exposé les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique et a effectué une modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel SAP 2000 en utilisant la méthode de capacité spectrale "ATC40". Cette modélisation est scindée en deux parties. La première partie consiste à effectuer une analyse non-linéaire "Pushover" en 3D d'un bâtiment de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse permettra principalement d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite une comparaison des deux courbes de la vulnérabilité est faite pour connaître le sens le plus vulnérable. La deuxième partie de la modélisation consiste à effectuer des analyses non-linéaires en 2D à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé.

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que la structure (pour zone II-b) dans les deux sens se trouve dans le domaine post-élastique et elle est plus vulnérable dans le sens transversal (x) que le sens longitudinal (y) et Malgré que la structure soit stable, il est préférable de prévoir un renforcement, de la structure selon la direction (x). En cas d'un séisme plus intense la structure subira de grands dommages et surtout dans le premier niveau qui entraîne la structure dans le niveau performance CP, qui est un niveau inacceptable. Et par rapport l'analyse en 2D les résultats montre que L'influence de type de sol sur l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure est très important et ne peut pas être négligée ainsi que la variation de la résistance du béton à la compression de 15 MPa à 25 MPa a une influence assez considérable sur le déplacement cible, par contre l'effort tranchant à la base est indépendant du choix de la résistance du béton à la compression et aussi l'augmentation de l'intensité sismique a une influence très

importante sur l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet et par conséquent sur la vulnérabilité de la structure.

- **En 2013, A.El ghoulbzouria et al [4]** ont traité la méthode d'analyse statique non linéaire sur un bâtiment R+3 conformément au règlement de construction parasismique R.P.S2000. les dimensions des poutres principales sont de (50x65) cm, et les poutres secondaires sont de dimensions de (50x65) cm, ainsi les poteaux sont de section (50x50) cm, la hauteur de chaque niveau est 3.5m et par la suite ils ont constaté que Pour les structures existantes , il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans le but de les renforcer.
- **En 2013, KACIMI N. [20]** a fait une analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (poteaux-poutres) en utilisant le logiciel CASTEM2000 et SAP2000.elle a traité l'influence de l'ajout et l'augmentation de la dimension des voiles en plan dans la structure en béton armé, ceci en comparant trois types de structures (structure poteau-poutre, structure mixte avec des voile de 2 m dans les deux sens et structure mixte avec des voiles de 5 m dans le sens longitudinal et de 4 m dans le sens transversal).Cette étude est basée sur la comparaison des efforts internes dans les éléments structuraux (les poutres et les poteaux), les déplacements, les contraintes dans les voiles et le comportement dynamique de la structure.
- **En 2016, M. EL Khoudri et al [25]** ont traité l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé en utilisant l'analyse dynamique incrémentale et proposant d'établir des courbes de fragilités en se basant sur les données de l'analyse dynamique incrémentale afin de définir avec précision un schéma séquentiel de dégâts et ainsi dresser une échelle de dommages structuraux pour des intensités sismiques du parc immobilier marocain. Les analyses sur domaines de temps ont été effectuées sur l'ensemble de 10 enregistrements sismiques et par la suite les résultats montre que La procédure probabiliste qui réunit la vulnérabilité sismique et l'analyse dynamique non linéaire sous forme de courbes de fragilité offre une possibilité fiable capable de fournir des données réelles sur la capacité structurale face aux séismes en appliquant des enregistrement sismiques sur la structure à l'aide d'une analyse dynamique qui prend en compte les effets de l'intensité énergétique de la durée et la fréquence du séisme , et de distinguer les différents niveaux de dommages subis par la structure avec précision ainsi que leur probabilité d'occurrence en terme d'intensité sismique.
- **En 2016, BENOUMHANI A [9]** a traiter les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, en utilisant l'approche empirique pour l'analyse de deux structures usuelles sur la base de trois critères principaux préalablement établis, affectés de coefficients choisis selon l'importance ainsi un exemple simple a été traité pour illustrer la deuxième approche. Les résultats de cette étude à permet de constater que plus de 90% des pertes humaines et économiques provoquées par les séismes sont dues à l'effondrement des constructions, et que la méthode empirique, même si elle est à caractère qualitatif, peut donner une idée claire sur la situation sécuritaire d'une localité vis-à-vis du danger sismiques aussi elle nécessite un travail d'équipe dans le cadre d'un programme national, régional ou local pour éviter les entraves de la bureaucratie ou des mauvaises idées.

- **Habbi.D [19]** a traité l'évaluation des mécanismes de ruine des structure auto-stable sous les séismes proches et lointains pour 3 structures (R+2 ; R+5 ; R+7) afin de montrer l'impact des séismes proches et lointains sur les structures de Génie civil, à travers l'utilisation de la méthode du spectre de capacité (ATC 40), basée sur la méthode statique non-linéaire (Méthode push-over) à l'aide du logiciel de calcul ETABS v 9.7 l en utilisant deux accélérogrammes enregistrés lors du séisme de Boumerdes, le premier est enregistré dans la zone épacentrale, qui sera considéré comme séisme proche ; le deuxième qui lui est localisé dans une zone loin de l'épicentre qui sera, de ce fait, considéré comme séisme lointain. Les paramètres retenus pour les analyses sont : Les déplacements latéraux et inter-étages, la demande en ductilité, le degré de pénétration dans le domaine plastique et la distribution des rotules plastiques dans les poutres et poteaux et les résultats des analyses non linéaires montrent que : Le comportement de la structure (R+2) est élastique sous les deux séismes, et le comportement des structures (R+5) et (R+7) est inélastique sous les deux séismes. Néanmoins, la structure (R+5) est plus menacée par le séisme proche, tandis que la structure (R+7) est plus menacée par le séisme lointain.
- **En 2016, MAHDJOUBA Y et al [9]** ont fait une étude sur le comportement des bâtiments et qui a été faite à la base s'une démarche de comparaison du comportement de deux types de bâtiments d'habitation structure portique auto-stable en béton armée et structures mixte (portique - voile), et ont pris en compte le comportement non linéaire des matériaux et éléments (push over), en utilisant le logiciel SAP 2000 /V 14 dans la modélisation et calcule des résultants.

### I.3 Historique de la sismicité en Algérie :

#### 1.3.1 Tectonique des plaques :

L'Algérie se situe sur l'axe des plus grandes tensions passant par l'Afrique du nord, l'Italie, et la Grèce, caractérisée par la ceinture transasiatique, qui libère près de 15 % de l'énergie sismique annuelle [24], et sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque eurasienne et la plaque africaine (figure1.1) [10]. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de raccourcissement d'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. [19]



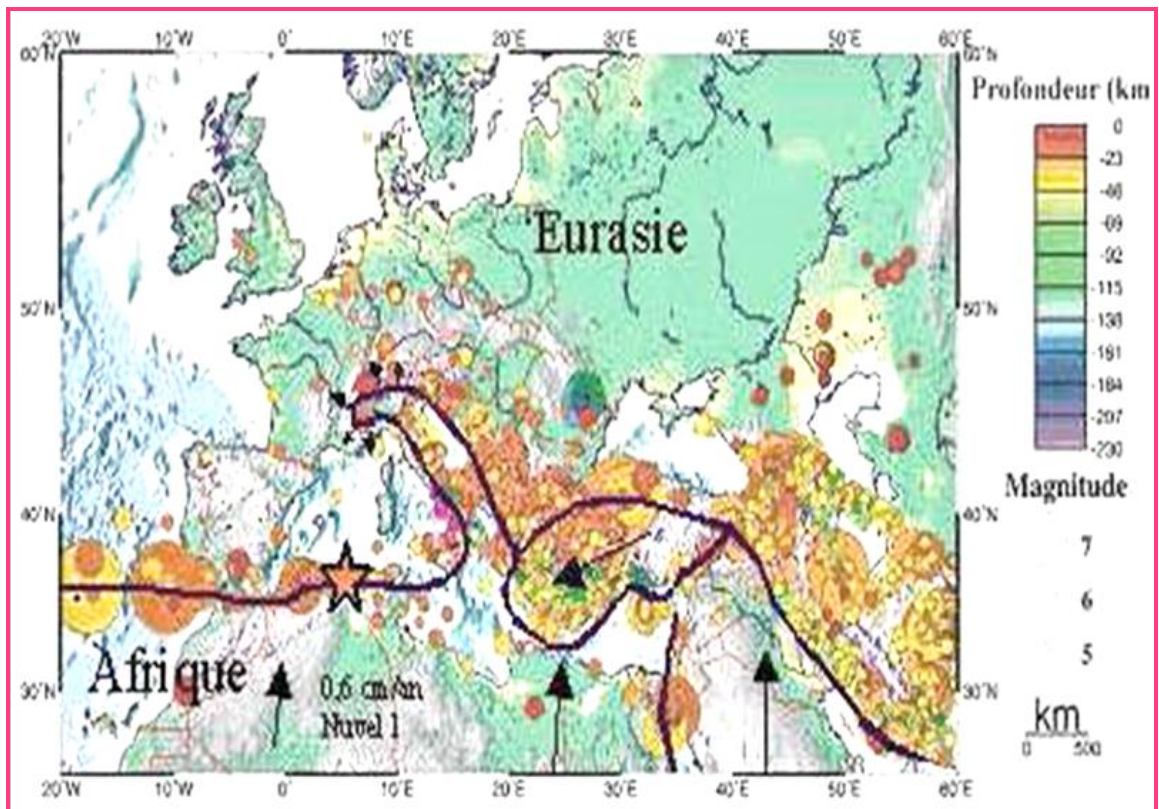


Figure I.1 Contexte sismo-tectonique de la collision des plaques Afrique Eurasie (IRSN) [10]

L'affrontement entre deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place. L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud atlasique : le nord du pays porte d'empreinte de la tectonique alpine tandis que le sud formé par la plateforme saharienne est relativement stable et la tectonique y est moins prononcée. [24]

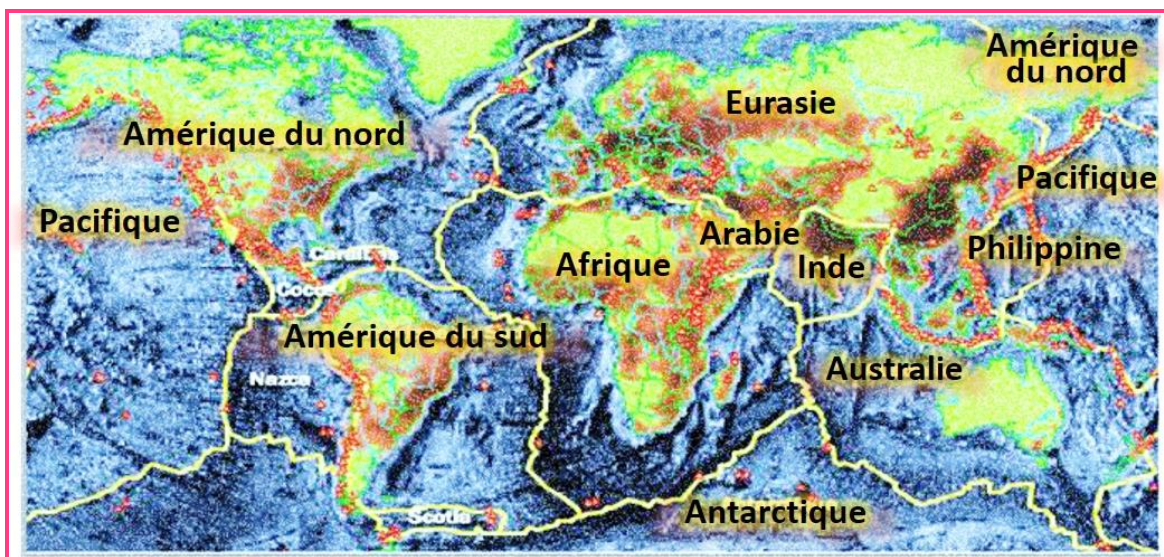


Figure I.2 Carte des plaques lithosphériques principales[27]



### I.3.2 Historique des séismes en Algérie

Le tremblement de terre qui se produits ces dernières années nous rappellent, une fois de plus que le nord de l'Algérie est une région ou de violents séismes peuvent se produire [24]. Le catalogue de sismicité historique ne couvre qu'une infime partie de l'histoire de la sismicité de cette région. [19]

Au nord de l'Algérie, l'activité sismique est connue depuis le 03 janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger (Al suyuti, 1505, Ambraseys, 1988) [2]. Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs depuis 1365, parmi les plus notables nous pouvons citer ceux qui ont touché l'Algérie jusqu'au séisme de Boumerdès(Alger) le 21 mai 2003.

Ces séismes sont présentés dans le tableau I.1 [10]

**Tableau I. 1 Les séismes d'Algérie les plus importants depuis 1365 [10]**

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

#### ❖ Remarque

D'après ce tableau, on peut constater que 70% du nord du pays est soumis à une activité sismique très élevée, ou la région tellienne est la plus active. Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les plus menacées, puisque les séismes les plus importants se sont produits dans ces zones.

D'autre part l'activité sismique est importante dans la période de septembre jusqu'à novembre. [10]

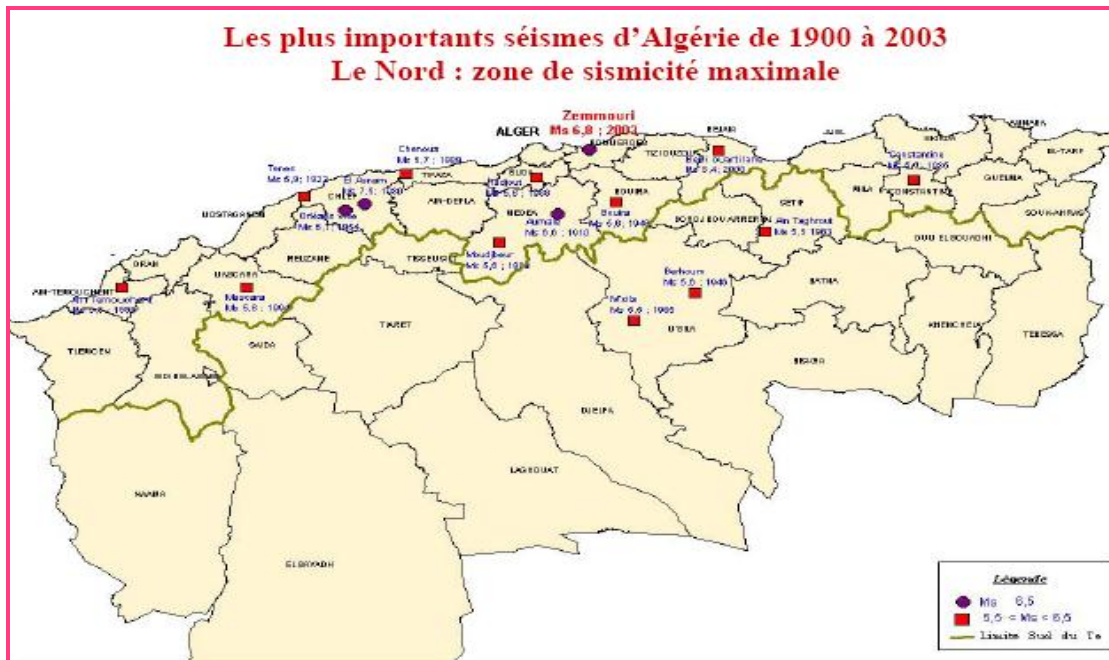


Figure I.3 Séismes majeurs qui ont frappé le territoire algérien de 1900 à 2003

Au vu des constatations faites durant ces séismes, la réglementation parasismique qui est entrée en vigueur en 1983, révisée en 1988 et 1999 paraît insuffisante. En effet, lors du séisme de Boumerdès (2003), des ouvrages construits suivant les normes en vigueur (RPA 99) ont subi des dégâts considérables, ce qui est révélateur sur la présence de défaillances et d'insuffisances dans le règlement parasismique Algérien. [7]. Et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains le règlement parasismique Algérien a subits des changements.

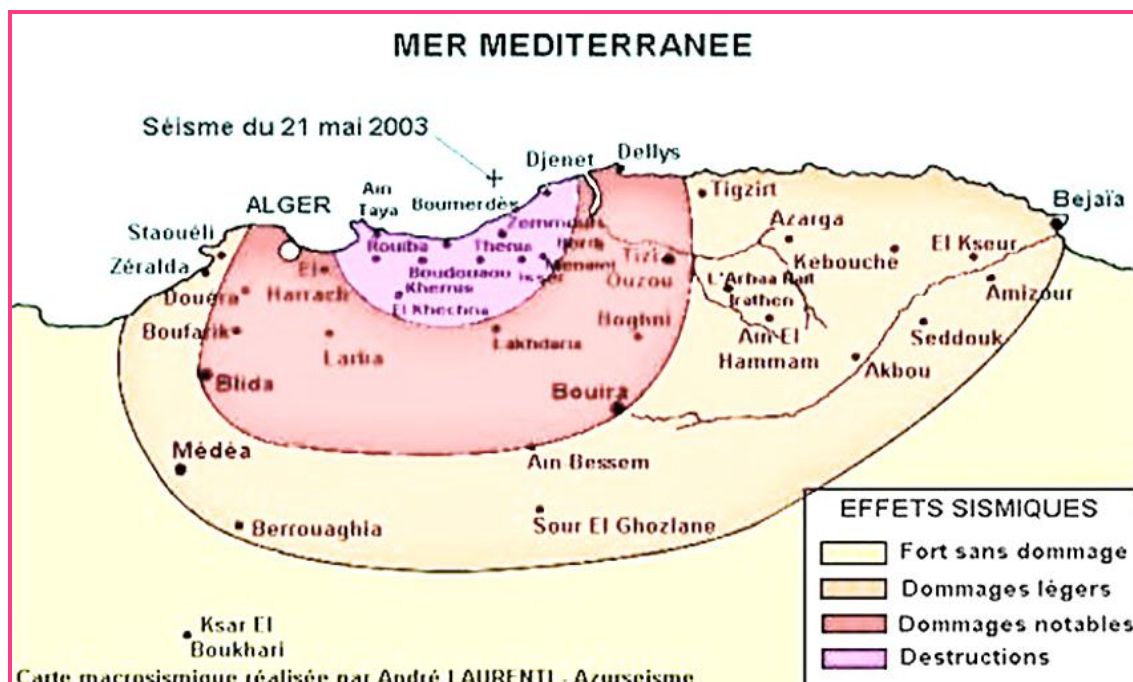


Figure I.4 Répartition des dégâts du séisme de Boumerdès [2]

« Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante.. », définies sur la carte des zones de sismicité, cet article est modifié suite au séisme de **Boumerdes le 21 mai 2003** comme suit :

« Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicités croissante,..... », [11]

Soit :

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zones IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **Zone III** : sismicité élevé.

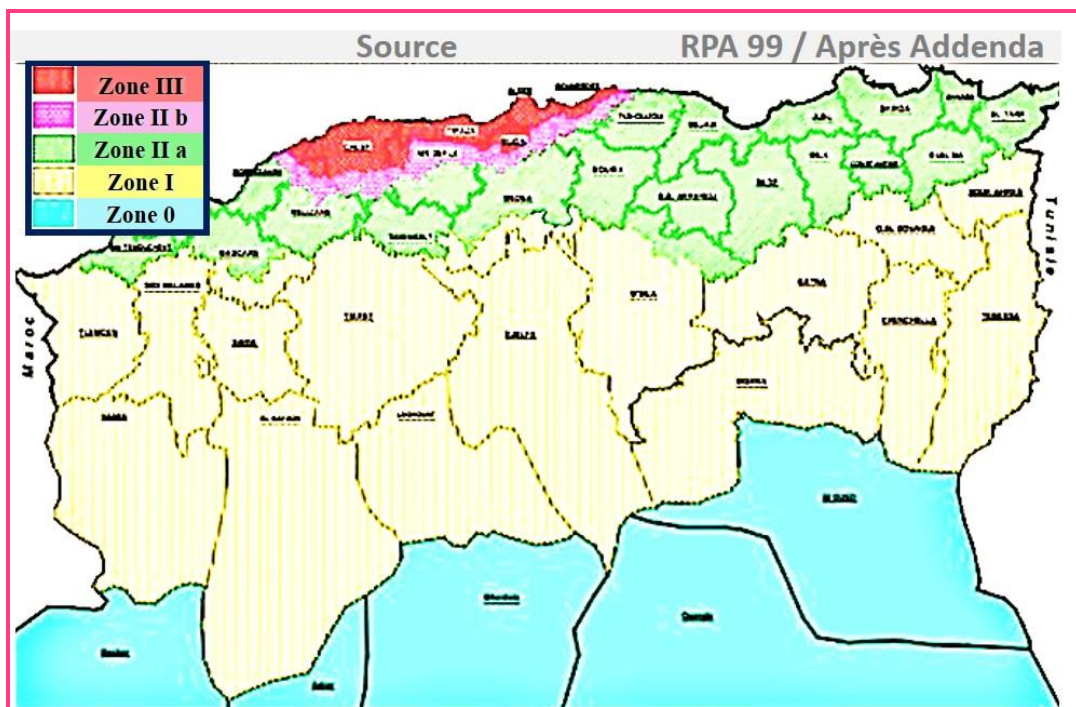


Figure I.5 Carte de zonage sismique du territoire national [11]

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**.

Ce dernier apparaît comme celui pouvant causer un désastre naturel majeur, induisant des endommagements aux structures et occasionnant des pertes de vies humaines, des dégâts irréremédiables au patrimoine bâti et ou ralentissement ou arrêt de l'activité économique. Les photos suivantes nous montrent les **modes de ruine** des bâtiments sous l'effet de séisme. [6]



Figure I.6 Désolidarisation global des constructions [6]

#### **I.4 Systèmes de contreventement**

C'est des systèmes structurels constitués d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales (les séismes) et verticales. On distingue deux catégories de contreventement :

##### **I.4.1 Le contreventement des plans horizontaux**

Il permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la construction (et ses charges de fonctionnement) sur les éléments de contreventement verticaux. [22]

##### **I.4.2 Les éléments du contreventement verticaux :**

Ils doivent résister, pour chaque niveau de la construction, aux efforts horizontaux dans leur plan et assurer la descente des charges vers les fondations.

Pendant un séisme, la structure reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants (travaillant en flexion ou en cisaillement). On distingue plusieurs types de systèmes structurels, alors on se limite dans cette étude bibliographique à ces deux systèmes: structures en portiques auto-stables et structures mixtes. [22]



### I.4.2.1 Structures en portiques (poteaux-poutres)

Ce sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent de portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. [2]

Le contreventement par portique conçu et réalisé de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort, le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate. [20]



Figure I.7 Éclatement de zones critiques, extrémités

Figure I.8 Dislocation des sections des poteaux, poutres

### I.4.2.2 Structure mixte (portique + voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques, est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales [20]. La nomination d'un système de contreventement par un système mixte est donnée aux bâtiments formés par une interaction portiques - voiles en béton armé. Généralement, les voiles supportent la majorité des charges sismiques et une partie des charges verticales (au plus de 20%), cependant les portiques supportent le reste des charges horizontales et verticales leur revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploie largement ce type de contreventement [22]. Dans tous les cas, ces efforts doivent être repris par des fondations appropriées.

Les éléments de contreventement doivent être disposés de manière à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité ;
- Transmettre directement les efforts aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.



## I.4 Comportement des structures en béton armé

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des forces et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des éléments de la construction en fonction des matériaux utilisés [22]

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un va et vient rapide dans toutes les directions du plan horizontal, ainsi que dans le sens vertical, mais dans une mesure généralement moindre. Les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations.

Le mouvement d'une structure de génie civil, et en particulier d'un bâtiment, peut se décomposer en 4 cas différents (voir la figure suivante) [24] :

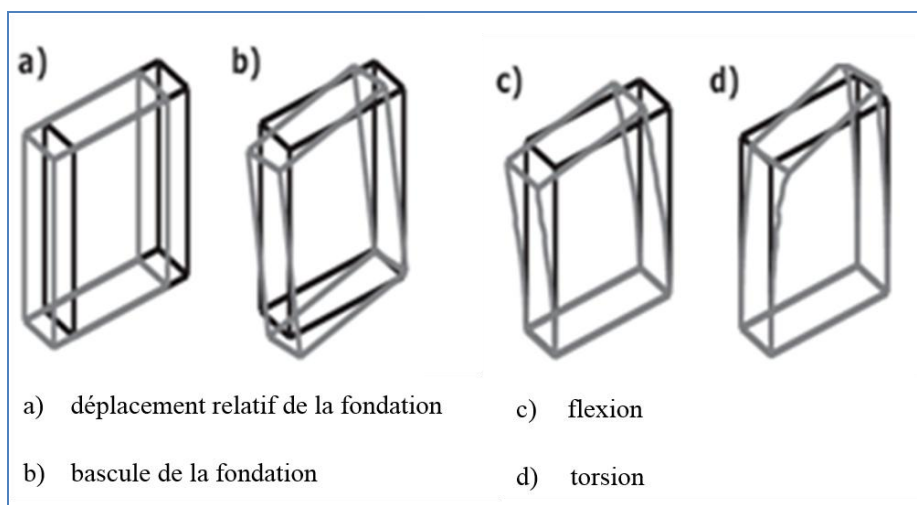


Figure I.9 Type de mouvement affectant un bâtiment

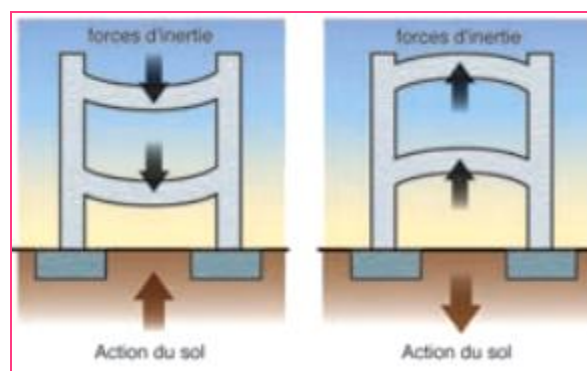


Figure I.10 Oscillations verticales [28]



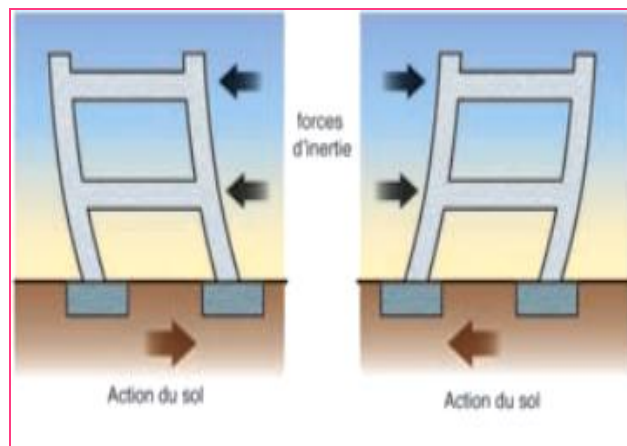


Figure I.11 Oscillations horizontales des constructions [28]

### I.5.1 Comportement des bâtis existants en béton armé

Les bâtiments existants en béton armé sont considérés comme potentiellement vulnérables vis-à-vis des secousses sismiques pour plusieurs raisons qui les caractérisent comme étant des structures faiblement ductiles. Les principales caractéristiques de comportement vis-à-vis des séismes de ce type de bâtiments sont [24]

1- Ces bâtiments ont été conçus pour résister aux charges normales en générales, sans prendre en compte les charges sismiques. Par conséquent, les systèmes de contreventement de ces bâtiments sont mal ou pas du tout adaptés à la résistance aux charges latérales d'origine sismique; [24]

2- Irrégularité structurelle telles que les irrégularités des rigidités et des masses en plan et en élévation. Ces irrégularités conduisent également à une interruption du transfert des flux des charges entre les systèmes de contreventement. La structure travaille comme un système monolithique ce qui permet d'augmenter le nombre de mécanismes possibles de rupture ductiles; [24]

3-L'armature longitudinale (de flexion) et plus particulièrement l'armature transversale (de cisaillement et de stabilisation) ou frettage du béton est en général insuffisante et inadéquate. Cette défaillance est d'autant plus remarquable dans les zones critiques telles que les jonctions poutres-poteaux et à la base des murs des refends. Ceci se traduit par un faible taux d'armatures, un espacement des cadres inadéquat avec une mise en œuvre non-conforme aux prescriptions du bon comportement vis-à-vis des secousses sismiques (retours d'ancrages des étriers par exemple), ancrages insuffisants, non prise en compte d'un ferrailage en tenant compte de l'aspect cyclique alterné des sollicitations agissantes sur un élément de contreventement. [24]

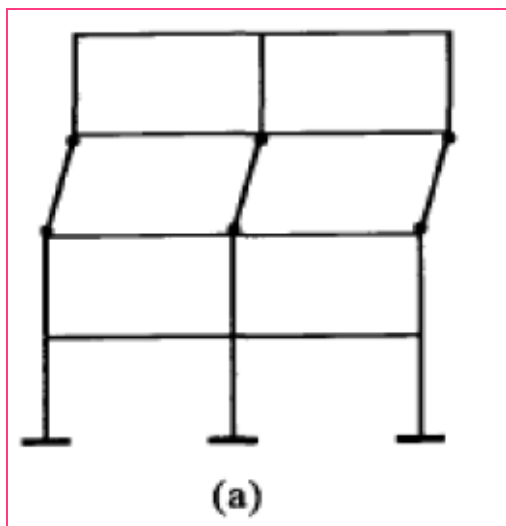


### I.5.2 Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique

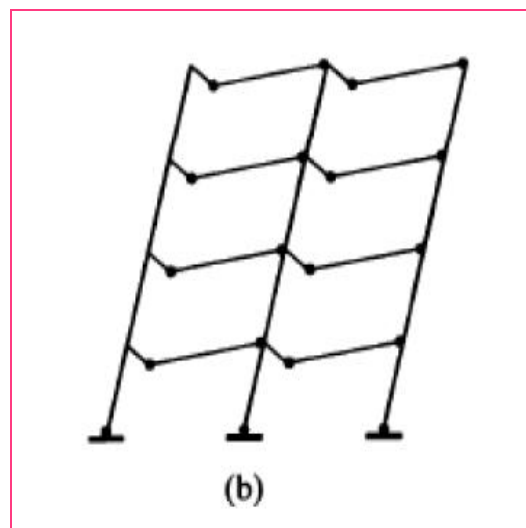
L'ossature (poteaux-poutres) c'est le type commun de construction, et l'élément de base pour résister aux charges sismiques, sera endommagée suite au chargement latéral développée dans les éléments structuraux et aux effets de leur interaction avec le remplissage.

Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation de rotules plastiques par flexion dans les poutres et rarement par formation de rotules plastiques en cisaillement dans l'âme des poteaux ou par combinaison de mécanismes de dissipation d'énergie [FEMA 350, 2000]

En raison de leur souplesse inhérente, lorsque ces structures seront soumises à des mouvements sismiques importants, ces dernières peuvent développer d'importants déplacements relatifs d'étages. D'autres types de dommages sont liés au développement des efforts de cisaillement dans les panneaux d'âme des poteaux, soumis à subir de grandes déformations localisées dans les ailes des poteaux résultant d'importants déplacements relatifs d'étages. Ce type de dommages a été observé à la suite de plusieurs événements sismiques importants. [5]



(a) étage souple



(b) mécanisme global d'effondrement

Figure I.12 Mécanisme de ruine



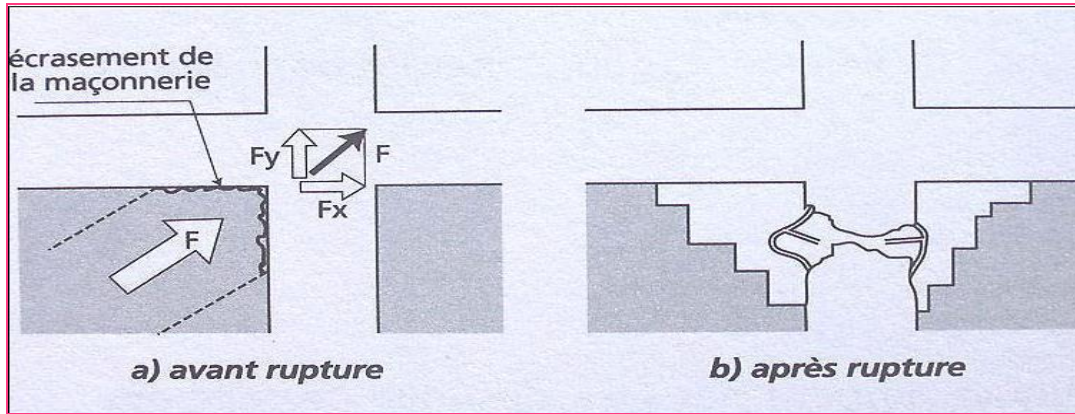


Figure I.13 Mécanisme de rupture de l'ossature en béton armé sous l'effet de son interaction avec son remplissage en maçonnerie



Figure I.14 La propagation des fissures diagonales vers les nœuds du cadre (remplissage assez rigide). Ces dégâts sont de degré 4

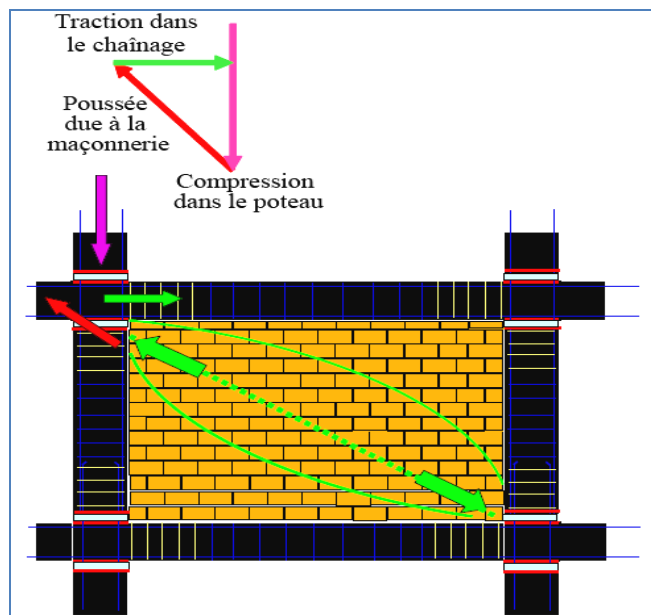


Figure I.15 Cisaillement induit par les cloisons de remplissage





Figure I.16 Endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux

### I.5.3 Comportement des voiles

Les voiles sont conçus pour résister aux charges horizontales (sismiques). La rigidité de la structure est augmentée de façon significative, les effets  $P-\Delta$  sont réduits et par conséquent les dommages des éléments structurels sont réduits. Les voiles sont classés selon le rapport H/L (hauteur/largeur) en deux catégories, à savoir : les voiles élancés si  $H/L \geq 2$  et les voiles courts si  $H/L < 2$  [31]

L'utilisation des voiles en béton armé dans les structures est l'un des moyens de contreventement le plus fréquent du fait que ces éléments présentent un comportement très satisfaisant vis-à-vis les charges latérales [3]

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. [6]

Par rapport à d'autres éléments structuraux, l'utilisation des murs voiles entre autre, [17] :

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



Les structures mixtes possèdent un excellent comportement sous l'action sismique lorsque les voiles sont répartis symétriquement dans les deux directions principales. Ils peuvent former un ou plusieurs noyaux rigides ou être placés en façade, ce qui est plus efficace, plus particulièrement lorsqu'ils sont situés dans les angles. Les structures mixtes possèdent deux lignes de défense. Lors d'un séisme, dans un premier temps, les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leur rigidité diminue et une plus grande part des charges se reporte sur les portiques, dont la ductilité devrait prévenir la rupture.

En outre, les déformations des voiles sont minimales en pied de la structure, où celles des portiques sont maximales. Au sommet de l'ouvrage, c'est le contraire. L'interaction des voiles et des portiques est donc très favorable, à condition toutefois que les assemblages poutres-voiles soient ductiles et acceptent donc une déformation significative avant la rupture. [28]

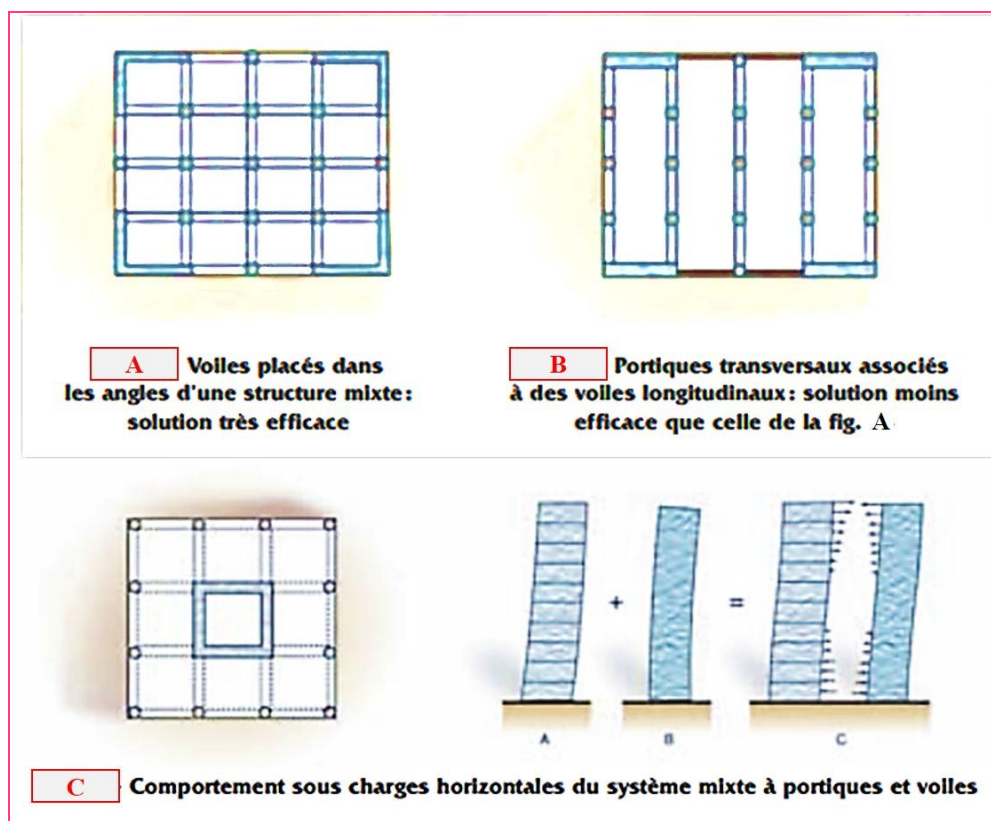


Figure I.17 Comportement des voiles



Figure I.18 Comportement des voiles

La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur à certainement sauvé le bâtiment de l'effondrement. [6]

### **I.6 Vulnérabilité sismique et les structures en béton armé**

Les structures ne réagissent pas de la même manière aux secousses sismiques. Certaines structures sont plus sensibles que d'autres à l'endommagement par les séismes. Cette tendance à l'endommagement se traduit par la vulnérabilité. Elle est définie d'une manière générale comme étant le niveau de perte de valeur d'un système lorsqu'il est soumis à un événement endommageant. La vulnérabilité s'applique aussi bien à un bâtiment particulier qu'à une population de bâtiment [30]

- ❖ Les bâtiments actuels désignent le parc immobilier général à plusieurs étages couramment utilisé pour la construction. La Construction de bâtiments contemporains de différents types, principalement résidentiels, bureaux, commerces et autres utilisations. Ils ont été conçus et construits au cours des dernières décennies, et leur conception respecte généralement un certain niveau de protection sismique, tel que spécifié par codes et / ou normes de construction en vigueur au moment de leur construction.

#### **I.6.1 La vulnérabilité sismique**

L'estimation des pertes spécifiques résultant d'un séisme, exige que pour chaque classe de bâtiments, la relation entre intensité du mouvement sismique et le degré de dommage doit être connue ou développée. L'endommagement sismique potentiel des structures a été l'objectif de plusieurs études effectuées. Différentes approches ont été développées afin de prédire et d'estimer les pertes spécifiques en terme d'endommagement et en terme de victimes. [25]



Cependant évaluer la vulnérabilité d'un bâtiment existant vis à vis du séisme veut dire évaluer sa capacité en résistance et la comparer à la résistance que demande la réglementation. C'est-à-dire, c'est faire le calcul sur la base des mêmes plans une fois en appliquant la réglementation en vigueur et une fois en estimant la capacité du bâtiment en place (in situ), avec tous les problèmes que peut rencontrer un bâtiment en place, c'est dire les dommages subis par l'ouvrage dus essentiellement à l'âge, les conditions d'exploitation, mauvais entretien, etc....).

### **I.6.2 Fonction de vulnérabilité**

Les fonctions de vulnérabilité ou courbes de vulnérabilité sont la corrélation entre les dommages occasionnés aux structures et un paramètre de l'aléa sismique représenté le plus souvent par l'intensité.

Il existe trois (03) approches pour établir les fonctions de vulnérabilité :

#### **I.6.2.1 Approche empirique**

Elle se base sur les observations faites suite à un événement sismique survenu dans une région donnée. Les corrélations entre les dommages et les paramètres caractérisant le séisme (accélération, intensité, magnitude,...) utilisent essentiellement les données (les dommages) relevés sur les ouvrages lors des enquêtes post-sismiques [22]. En Algérie la campagne des enquêtes post-sismiques est devenue automatique. Après chaque séisme une campagne d'expertises se fait sur toute la région secouée, et les dommages sont relevés sur une fiche.

#### **I.6.2.2 Approche théorique**

Elle se base sur l'interprétation des résultats obtenus d'une analyse de la réponse dynamique non-linéaire ou linéaire de modèles numériques de structures représentatives

#### **I.5.2.3 Approche expérimentale**

Cette dernière vient en complément à la précédente, elle est basée sur les résultats des essais réalisés sur des modèles à échelles réduites ou non. Les tests en laboratoire, se font de plus en plus sur des prototypes de bâtiments à des échelles plus au moins réelles

### **I.7 Conception et niveaux de performances**

Les modèles de capacité de construction et de dommages distinguent les bâtiments conçus pour normes sismiques différentes, ou sont supposés autrement fonctionner différemment au cours d'un tremblement de terre. Ces différences dans les performances attendues des bâtiments sont



déterminées sur la base de la localisation de la zone sismique, niveau de protection sismique atteint par le code en vigueur à l'époque de la construction, et l'utilisation du bâtiment.

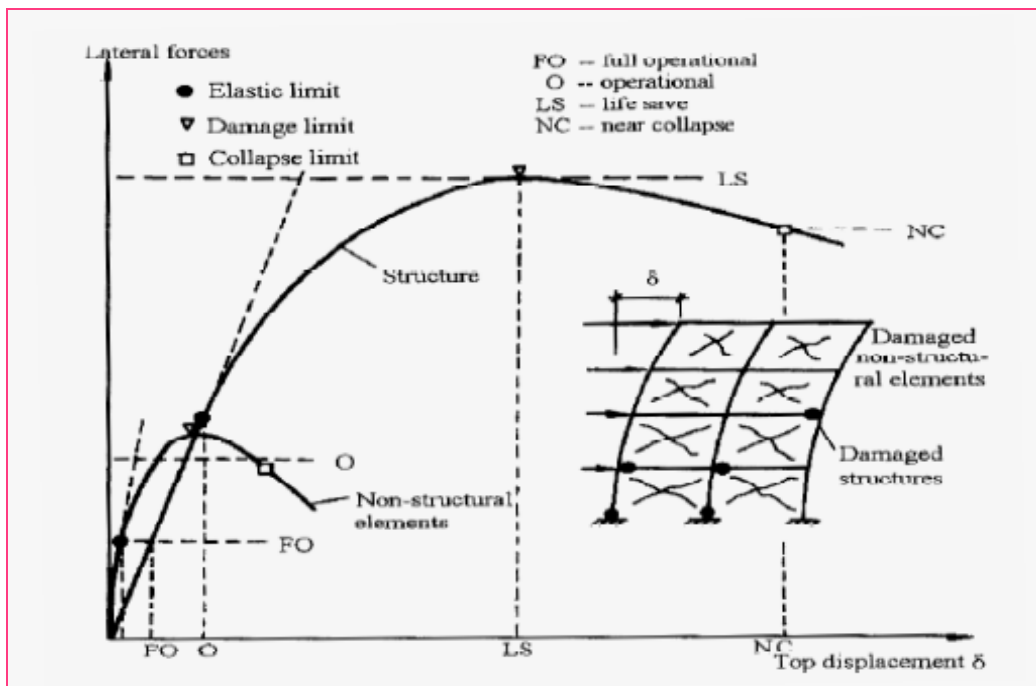


Figure I.19 Niveaux de performance [20]

### I.7.1 Critères de performance

Les niveaux de performance visés par les codes courants relatifs aux bâtiments sont :

- Sécurité sur les vies humaines.
- Contrôle de l'endommagement.
- Séisme de faible intensité (endommagement négligeable).
- Séisme modéré (endommagement réparable).
- Éviter l'effondrement lors d'un séisme majeur.

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur, mais elle doit rester debout après le mouvement de terre. En terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement.

Tableau I.2 Niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [25]

Niveau de performance	État d'endommagement	Déplacement relatif
Totalement opérationnel, occupation immédiate	négligeable	<0.2%
Opérationnel Endommagement modéré,	réparable	<0.5%
Sécurité sur les vies	irréparable	<1.5%
ruine	sévère	>2.5%

Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance, la définition la plus appropriée est que cette approche se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en objectifs de performance à atteindre. La performance "cible" peut être caractérisée par des limites exprimées en termes de contraintes, déformations, déplacements et accélérations etc. Pour ce, les objectifs de performance sont exprimés en terme d'un état spécifique d'endommagement ou en probabilité de "ruine" contre une probabilité prescrite d'un niveau "demande". Il est reconnu que les limites exprimées en déplacement relatif spécifiques à différents niveaux d'endommagement peuvent varier considérablement en fonction du système structurel et du matériau de construction. [8]

### I.8 Les différentes méthodes de calcul

Une étude sismique vise principalement à évaluer les forces et les déplacements dans les différents éléments structuraux lors d'un séisme donné afin de pouvoir dimensionner correctement une structure. Pour arriver à ce but, plusieurs méthodes élastiques linéaires, non-linéaires ou inélastiques non-linéaires sont utilisées. [31]

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants par la méthode statique linéaire, conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher de plus près le comportement réel, il faut prendre en compte de manière plus fine le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, et pour cela une nouvelle méthode de plus en plus utilisée est apparue ces dernières années, cette méthode dite méthode de capacité spectrale ATC 40 basé sur l'analyse statique non linéaire "push-over". [32]



## I.8.1 Méthodes élastiques linéaires

### I.8.1.1 Méthode statique équivalente

C'est une méthode d'analyse plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification [31]

En général, les règles parasismiques, tel que le code Algérien (RPA 99/2003), ne permettent pas l'utilisation de cette méthode pour calculer l'effort tranchant total, induit par l'action sismique, à la base des structures des bâtiments irréguliers en élévation, et préconisent, dans ce cas, l'utilisation de la méthode dynamique modale spectrale ou temporelle. [31]

#### Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

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

**Zone I :** tous groupes

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

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

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

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

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

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

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



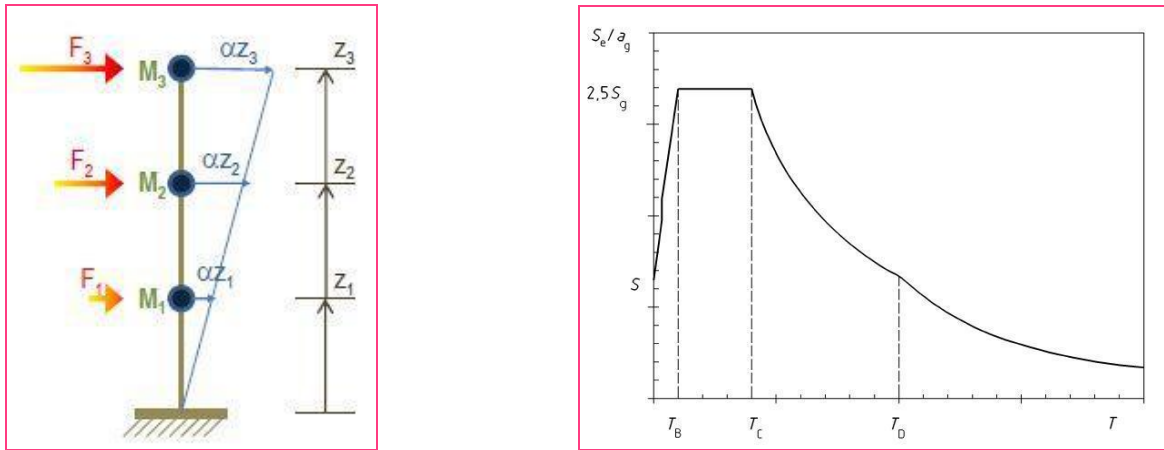


Figure I.20 Principe de la méthode statique équivalente

**I.8.1.2 Méthode spectrale modale**

Cette méthode est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures. C'est l'une des plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) à un système composé de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté (SSDDL).

Ensuite, les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale.

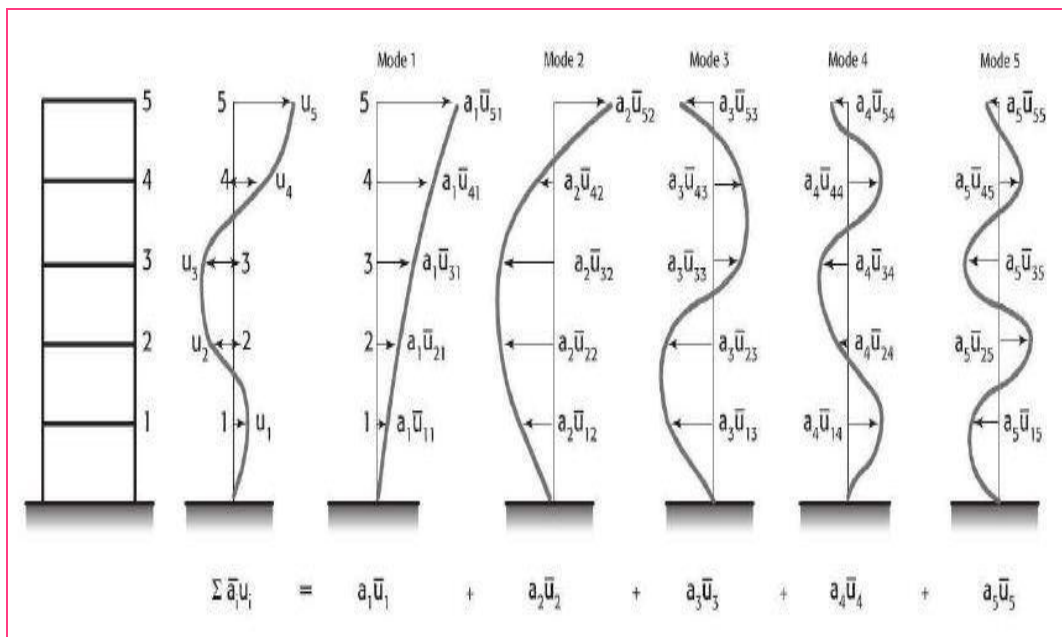


Figure I.21 Principe de la méthode modale spectrale

Cette méthode est caractérisée par :

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



Elle comporte les étapes suivantes :

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

### I.8.1.3 Méthode d'analyse temporelle élastique

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement [6]. Elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogrammes. Elle se différencie donc principalement de l'analyse modale spectrale par le fait que pour cette dernière, le spectre de réponse de l'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode.

### I.8.2 Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER)

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique

Pour cette raison la méthode d'analyse Push over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Push over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure. [4]

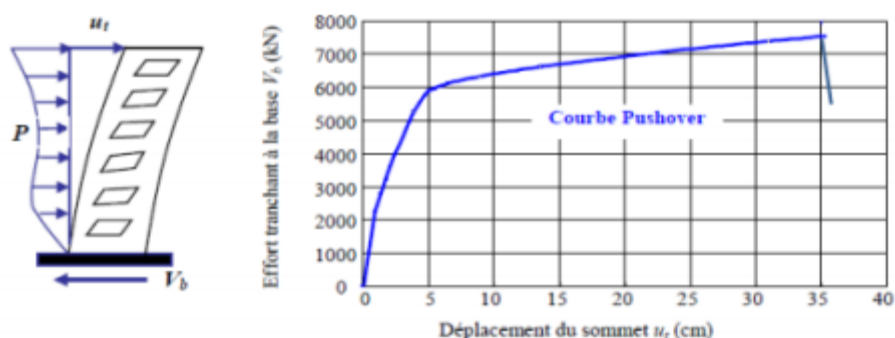


Figure I.22 courbe de capacité d'une structure ( $V_{base} - D_{sommet}$ )[10].

### **I.8 Problématique et objectif du mémoire :**

Les structures ne réagissent pas de la même manière aux secousses sismiques. Certaines structures sont plus sensibles que d'autres à l'endommagement par les séismes. Cette tendance à l'endommagement se traduit par la vulnérabilité.

L'évaluation de la vulnérabilité des différents systèmes de contreventement est un élément clé qui permet de mieux évaluer les pertes et de réduire les conséquences des tremblements de terre. Pour celle les constructions dans notre pays doit prendre en considération ce facteur important pour la conception et le calcul. Ainsi, la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.

Le but assigné à ce travail est de mettre en évidence la variation des différents paramètres de stabilité après introduction des voiles dans une structure auto stable, pour cela nous allons procéder à une comparaison (Structure auto stable-Structure mixte) par une analyse linéaire (par un système de notation). Puis il y a lieu de proposer un système de contreventement faisant allié les deux avantages des deux autres systèmes ayant déjà fait objet de comparaison (ce nouveau système proposé est constitué de portiques ou certains poteaux ayant un rapport des dimensions nous permettant de les considérer comme des voiles). Enfin, il y a lieu de faire une étude comparative entre les trois systèmes de contreventement, pour cela nous allons procéder à une analyse linéaire (par un système de notation), et à une analyse statique non-linéaire (analyse PUSH OVER) permettant d'évaluer la performance sismique d'une structure, en béton armé, considérée pour l'étude.



**Chapitre II**  
**Présentation et pré-dimensionnement de la  
structure**

## II.1 Présentation et description de l'ouvrage

### II.1.1 Description de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude d'un immeuble d'importance R+9, à usage d'habitation et commercial, sous forme rectangulaire. Il est classé comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 version 2003**) [11] Dans une région de moyenne sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone IIA. Il est implanté au centre ville de Draa Ben Khedda, plus exactement à la traversée de la voie ferrée désaffectée sur la RN 25. Il est repéré au lieu dit « FEDJER RABAH », classé comme zone de moyenne **sismicité (Zone II-a)**. [11]

### II.1.2 Dimensions de l'ouvrage (vue en plan et en élévation)

▪ Hauteur totale du bâtiment :	34.68 m
▪ Hauteur du RDC :	4.08 m
▪ Hauteur des étages courants :	3,06 m
▪ Longueur du bâtiment :	14.62 m
▪ Largeur du bâtiment :	11.8 m

La contrainte de sol est de 2.62 bars avec une profondeur d'ancrage de 1 m.

La structure de notre bâtiment est en béton armé, le **RPA99 version 2003**[11] exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassent une hauteur de 14 m en zone II-a. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### II.1.3 Éléments composant la structure

#### II.1.3.1 Éléments composant la superstructure

##### ➤ L'ossature

Le bâtiment a une ossature mixte constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé, associés à des voiles de contreventement.



➤ **Les planchers**

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers semi-préfabriqués en corps creux, poutrelles et d'une dalle de compression, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

➤ **Les voiles de contreventement**

Éléments verticaux en béton armé, destinés à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

➤ **Les balcons**

Ils sont réalisés en dalle pleine.

➤ **L'escalier**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étages, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Dans notre cas, nous avons un escalier à deux volées.

➤ **Maçonnerie**

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm, pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : ils sont en simples parois, réalisés en briques creuses d'épaisseur de 10 cm.

➤ **L'ascenseur**

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile en béton armé et des murs en briques creuses en double cloisons.

➤ **Les revêtements**



- Revêtement horizontal : en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- Revêtement vertical : en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

### II.1.3.2 Éléments composant l'infrastructure

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes). En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

Et dans notre cas le choix de fondation sera porté alors sur des semelles superficielles, du type continues, enrées à environ 1.00 m à partir du niveau actuel d'excavation (aménagement du sous sol).

### II.1.4 Réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**). [16]
- Règles parasismiques algériennes (**RPA 99 modifié 2003**). [11]
- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-22**), **CBA 93**. [12]

### II.1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) [11] ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91 modifié 99**). [16]

#### II.1.5.1 Le béton



Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire ; il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie ; le dosage en ciment ; la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et atteint la quasi-totalité de sa résistance à 28 jours d'âge, ce qui permet la réalisation de formes architecturales extrêmement variées. En raison de sa faible résistance à la traction, il est souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé ».

La composition du béton doit être conforme aux règles du **(BAEL 91 modifié 99)** [16] et du **(RPA 99/version 2003)** [11], elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

### ➤ Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge notée  $f_{c28}$ . Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression ( $f_{c28}$ ) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article A.2.1, 11 du BAEL 91 [16] stipule que :

- ◆ Pour  $j \leq 28$  jours :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{(BAEL91/A.2.1,11)[12]}$$

- ◆ Pour  $j > 28$  jours : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

### ➤ Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations suivantes (Article A.2.1, 12 BAEL 91) [16] :



$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \dots \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Ainsi pour notre cas on aura :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , donc :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :BAEL91 (article A.5.1.211)[12]**

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_o \times d}$$

$V_u$ : Effort tranchant.

$D$

: Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_o$ : Largeur de la section de béton considérée.

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \text{Min } (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \text{Min } (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc :

$$\tau_{\alpha\delta\mu} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

➤ **Module déformation longitudinale du béton**

■ **Les modules de Yong instantanés  $E_{ij}$**

Ils sont calculés pour un chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \dots \text{(CBA 93) [12]}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ .

■ **Les modules de Young différés  $E_{vj}$**



Ils sont calculés pour un chargement de longue durée, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \quad (\text{CBA 93}) [12]$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa  $\rightarrow$   $E_{v28} = 10819$  MPa.

➤ **Module de déformation transversale du béton (G)**

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)}$  (CBA 93) [12]

Avec  $E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

➤ **Coefficient de poisson** : [BAEL/A2.1, 3] [16]

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$$

- Pour le calcul des sollicitations à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5 E$
- Pour le calcul des déformations à l'ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42 E$

➤ **Contraintes limites**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le (BAEL 99) [16] Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- État Limite Ultime (ELU).
- État Limite de Service (ELS).

■ **États limites ultimes (ELU)**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Équilibre statique de la construction (pas de contreventement)
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture)
- Stabilité de forme (pas de flambement)

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3, 41 du BAEL 91) [16]



$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_{\theta b}} f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Avec  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

- $\gamma_b = 1.5$  en situation courante.
- $\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

- $\theta = 1$  Pour  $t > 24$  h.
- $\theta = 0.9$  Pour  $1 \text{ h} \leq t \leq 24$  h.
- $\theta = 0.85$  Pour  $t \leq 1$  h.

### Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU

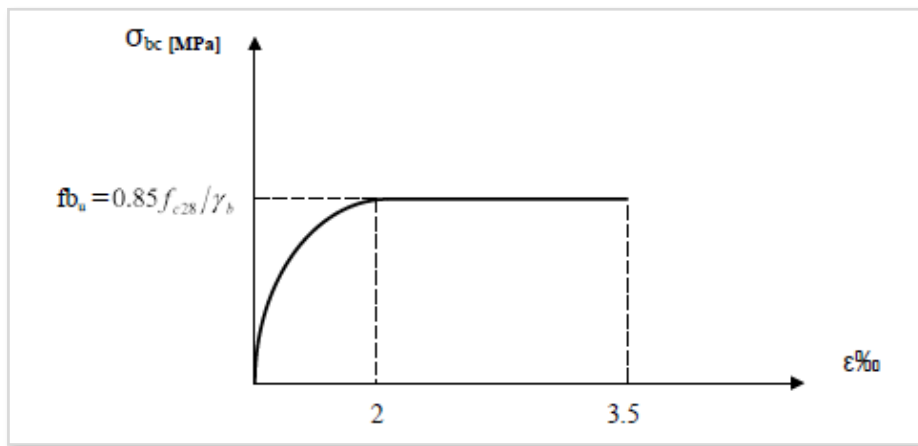


Figure II.1 Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2‰ (État élastique).
- D'une partie rectangulaire où  $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$  (État plastique).

#### ■ État limite de service (ELS)

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton,
- États limites d'ouverture des fissures,
- États limites de service de déformation.



L'article A.4.5, 2 du BAEL 91 [16] stipule que la contrainte de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à  $0.6f_{cj}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Donc : Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

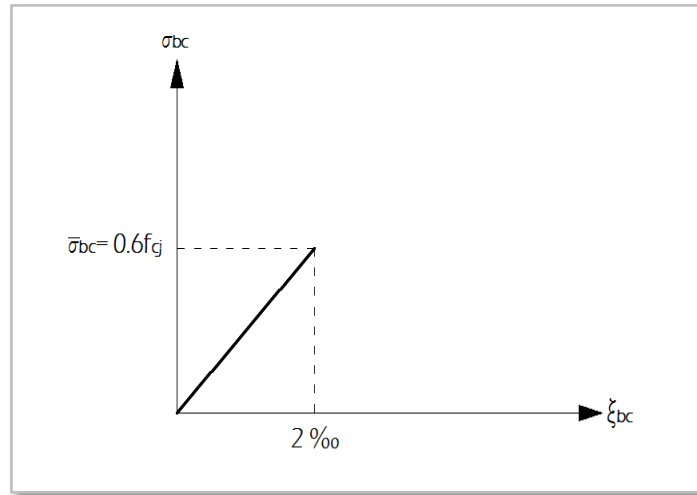


Figure II.2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

### Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon [Article 5.1, 1 du BAEL 91] [16] par la formule :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

Avec  $V_u$  : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  : Largeur de l'âme.

$d$  : Hauteur utile ( $h-c$ ).

- $\tau_u = \min [0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$  pour une fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min [0.10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$  pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

### II.1.5.2 L'acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par du béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :



- Les ronds lisses (RL).
- Les aciers à haute adhérences (HA).
- Les treillis soudés (TS).

Dans notre cas, les trois types d'acier utilisés sont les suivants :

- Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité  $f_e = 235$  MPa.
- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.
- Treillis soudé TS520 ( $\Phi < 6$  mm), dont la limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa.

### A) Module de déformation longitudinale

La valeur de module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E_s$ ) est constante quel que soit la nuance de l'acier et est donnée par l'article **A.2.2, 1 du BAEL 91 [16]** comme suit :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

### B) Contrainte limite de l'acier

#### ➤ Contrainte limite ultime

L'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité et la valeur de la contrainte limite élastique est donnée par l'article **A.4.3, 2 du BAEL 91 [16]** comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec  $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15$  en situation courante.
- $\gamma_s = 1.00$  en situation accidentelle



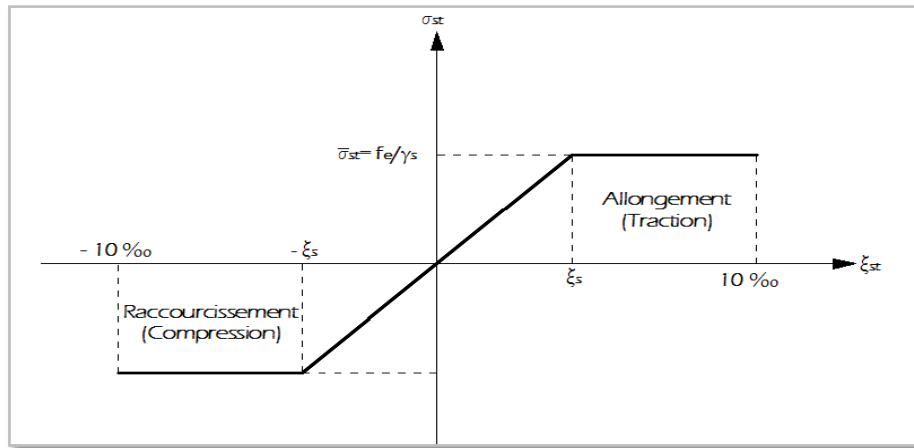


Figure II.3 Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.

### ➤ Contrainte limite de service

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles du (BAEL 91 révisées 99) [16], on distingue trois cas de fissuration:

- **Fissuration peu nuisible (Peu préjudiciable) [Article A.4.5, 32 du BAEL 91] [16].**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable [Article A.4.5, 33 du BAEL 91] [16]**

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques,...

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \right\} \sqrt{\eta f_{tj}} \quad \text{MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1$  pour les ronds lisses.



- $\eta = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi < 6$  mm).
- $\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi > 6$  mm).

### C) Protection des Armatures

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- $C \geq 5$  cm pour des ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1$  cm pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

## II.2 Pré-dimensionnement des éléments

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage. Ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers (à corps creux et en dalle pleine), les poutres principales et secondaires, les poteaux, l'escalier et en fin les voiles. Il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA99 version 2003**) [11] et les normes techniques, c'est-à dire les conditions de résistances et de flèche.

Ce pré-dimensionnement est considéré comme un avant-projet qui doit être bien vérifié pour la stabilité et qui consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de structure afin de rester dans la sécurité par rapport aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitations.

### II.2.1 Pré-dimensionnement du plancher

Les planchers sont des plaques minces, de petite épaisseur par rapport aux autres dimensions, limitant des étages et supportant les revêtements et les surcharges d'exploitation.

#### ● Pré-dimensionnement du plancher (en corps creux)



Le plancher est composé de corps creux (entrevous) posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposent sur les poutres principales (Sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids total de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

Et aussi dans notre cas les portées d'ouvrage ne sont pas importantes.

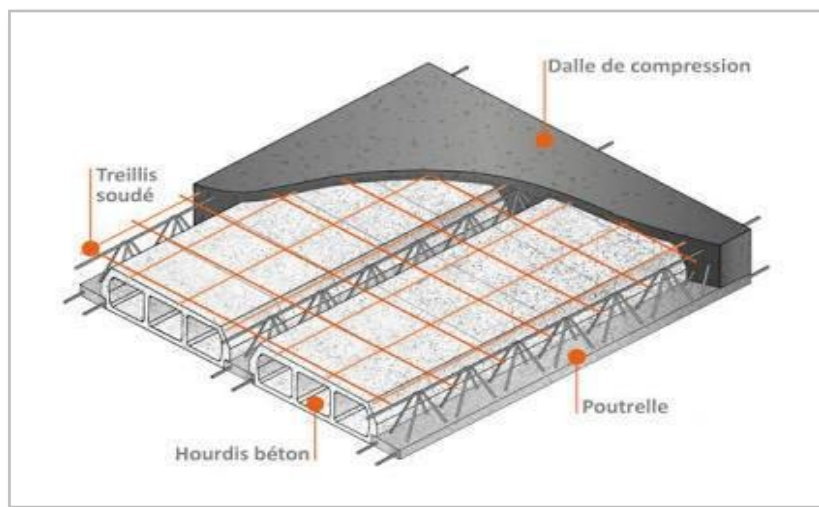


Figure II.4 Éléments d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche (Art B.6.8, 424/BAEL91 révisées 99) [16]

$$\frac{ht}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec  $ht$  : Hauteur du plancher.

$L_{\max}$ : Portée libre maximale de la plus grande travée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Où :  $L_{\max} = L - b$

$b$  : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article (A.7.4.1 du RPA 99 version 2003) [22] en zone II-a.



Dans notre cas nous avons :  $L_{\max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$ .

$$L_{\max} = 350 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 15,555 \text{ cm} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

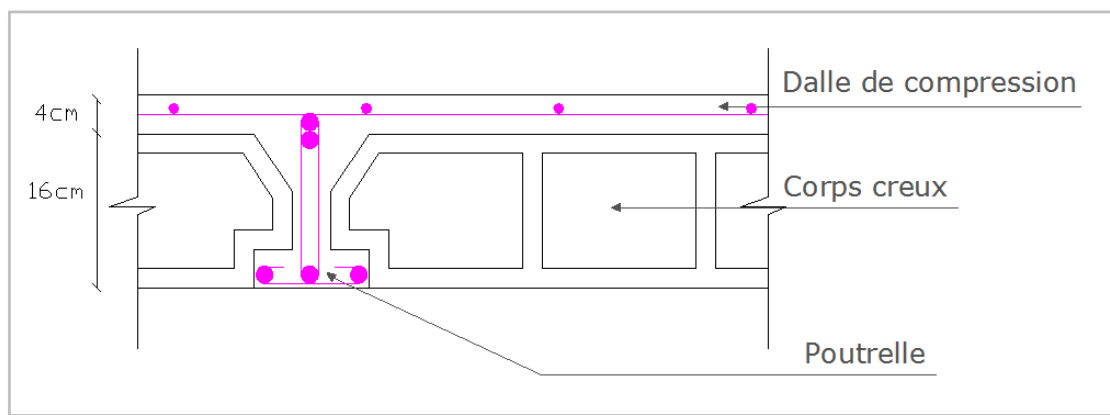


Figure II.5 Plancher en corps creux.

### ● Conclusion

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

### II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres

Les sections des poutres sont données par la condition de la flèche selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié 99 [16]** et vérifiées par le **RPA99 version 2003. [11]**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec  $h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.



$L_{max}$ : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

Vérification selon RPA99 version 2003/Art 7.5.1 version 2003 [11],

$$(Zone\ sismique\ IIa) \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4\text{ cm} \\ b_{max} \leq 1.5 h + b \end{array} \right.$$

### II.2.2.1 Poutres principales

La hauteur  $h_t$  :

$$L_{max} = 430 - 25 = 405\text{ cm}$$

Avec  $L_{max}$  : longueur libre entre nus d'appuis.

$h_t$  : hauteur totale de la poutre.

Selon le BAEL 91 [12]

$$\left\{ \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \left\{ \frac{405}{15} = 27\text{ cm} \leq h_t \leq \frac{390}{10} = 40.5\text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h_t = 35\text{ cm} \right. \right.$$

#### ➤ Largeur b

Selon le BAEL 91 [16]

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 24.5 \rightarrow \text{On prend } b = 30\text{ cm}$$

Selon (RPA 99 Version2003, Art 7-5-1) [11]

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

#### ➤ Vérification des conditions du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \\ ht = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ \frac{ht}{b} = 1.16 < 4. \end{array} \right. \begin{array}{l} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array}$$



### II.2.2.2 : Poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage.

$$\text{Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec  $L_{\max}$  : portée entre nus d'appuis

Dans notre cas :  $L_{\max} = 375 - 25 = 350$  cm

$$\text{Donc : } \frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm.}$$

On opte pour  $h_t = 30$  cm.

#### ➤ Largeur b

La largeur de la poutre est déterminée par :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

On prend :  $b = 30$  cm

#### ➤ Vérification des conditions du RPA :

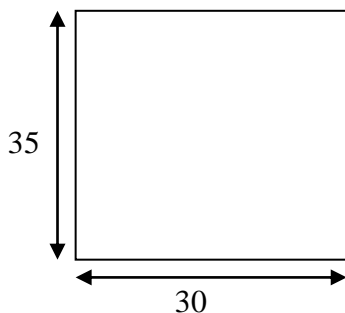
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \end{array}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,16 < 4. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

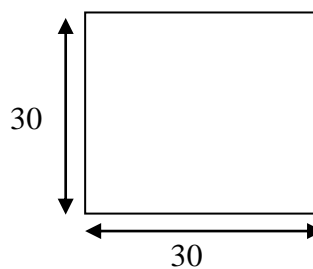
### Conclusion

**Poutres principales :**  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires :**  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .



Section de la poutre Principale



Section de la poutre Secondaire



### II.2.3 Les escaliers

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

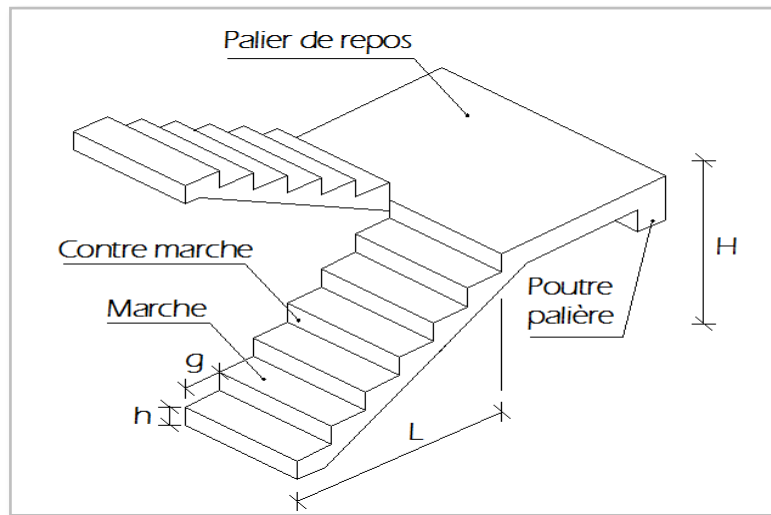


Figure II.6 Terminologie d'un escalier.

Où :

**h** : Hauteur de la contre marche.

**g** : Longueur de la marche.

**H** : Hauteur de la volée.

**L** : Longueur de la volée.

#### II.2.3.1 Calcul de l'escalier

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

##### ➤ Hauteur des contre-marches

$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ . Donc :  $h = 17 \text{ cm}$



Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncide avec notre projet : Escalier à deux volées droites avec un palier de repos

➤ **Nombre de marches**

$$n = \frac{H}{h} = 153 / 17 = 9 \text{ contremarches.}$$

Donc le nombre de marches est de  $n-1 = 8$  marches

➤ **Le giron**

$$g = L/n-1 = 240/8 = 30\text{cm}$$

➤ **Vérification de la loi de BLANDEL**

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

$$30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Enfinement :  $h = 17 \text{ cm}$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Nombre de marches : 8 marches.

### **III.2.1.3 Épaisseur de la paille**

L'épaisseur de la paille est donnée par la relation suivante :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20.$$

Où  $L_0$  est la longueur réelle de la paille et de paliers (entre appuis).

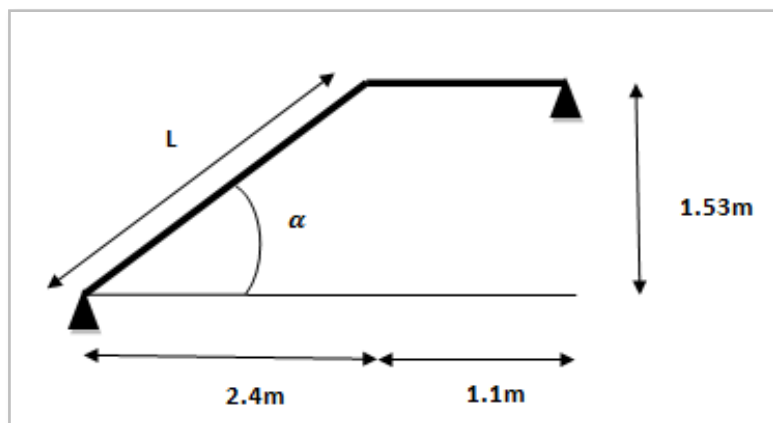


Figure II.7 Schéma représentatif de l'escalier



Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)

$$\text{Tg}(\alpha) = H/L2 = 1.53/2.4 = 0.6375 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos}(\alpha) = L2/L \rightarrow L = L2/\text{cos}(\alpha) = 2.40/\text{cos}(32.52) \rightarrow L = 2.85 \text{ m}$$

● **Finalmente:**

$$L_o = L1 + L = 1.1 + 2.85 = 3.95 \text{ m.}$$

$$395/30 \leq e \leq 395/20 \Rightarrow 13.16 \text{ cm} \leq e \leq 19.75 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse est de 20 cm.

Calcul de L' (longueur de la paillasse projetée pour la surface d'influence S1).

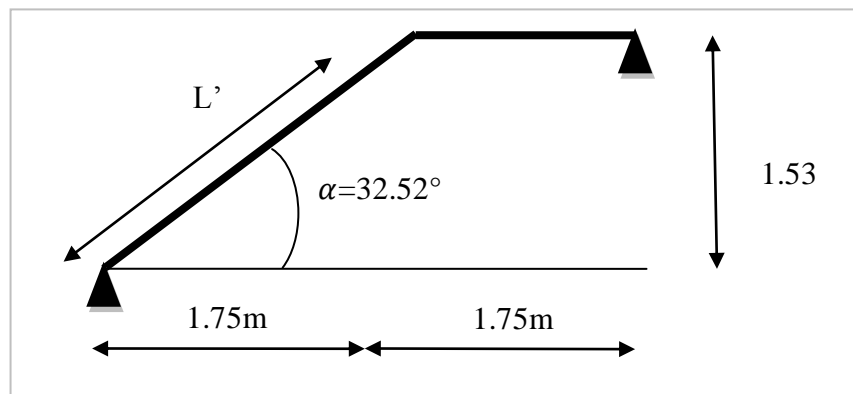


Figure II.8 Schéma représentatif de la longueur de la paillasse projetée.

$$L' = 1.75 \times \cos(32.52^\circ) = 1.48 \text{ m.}$$

$$L' = 1.48 \text{ m.}$$

Avec L' : longueur de la paillasse projetée pour la surface d'influence S1.

## **II.2.4 Descente des charges**

Pour pré-dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le Document Technique Règlementaire (DTR B.C 2.2) [12] des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

### **II.2.4.1 Charges permanentes**

#### **A) Plancher terrasse inaccessible**



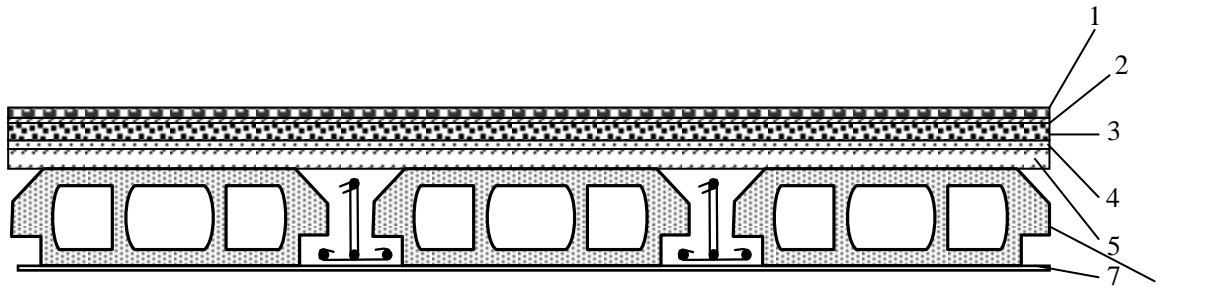


Figure II.9 Plancher terrasse inaccessible

6

Tableau II.1 Charges permanentes de la terrasse inaccessible

	Éléments	Épaisseur e (m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ] Données du DTR B.C. 2.2		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
			valeur	Référence	
1	Gravions roulés de protection	0.05	20	VI.C.5, G	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	VI.C.5, G	0.12
3	Forme de pente	0.07	22	VI.B. béton non armé	1.45
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	VI.B. blocs en liège	0.16
5	Plancher à corps creux	0.2	–	VI.C.3, B	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	VI.C.2.1	0.2
<b>Charge permanente totale</b>					<b>5.63</b>

Avec  $\rho$  : la densité du matériau (en KN/m<sup>3</sup>).

e : l'épaisseur (en m)

G: charge permanente (en KN/m<sup>2</sup>).

### B) Plancher étage terrasse accessible

Tableau II.2 Évaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux

	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ] Données du DTR B.C. 2.2		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
			valeur	Référence	
1	Carrelage	0.02	20	VI.C.4, D	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	VI.C.4, A	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	VI.A	0.36
4	Forme de pente	0.07	22	VI.B. béton non armé	1.45
5	Plancher à corps creux	0.16+0.04	/	VI.C.3, B	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	VI.C.2.1	0.2
<b>Charge permanente totale</b>					<b>5.7</b>



➤ Plancher étage courant

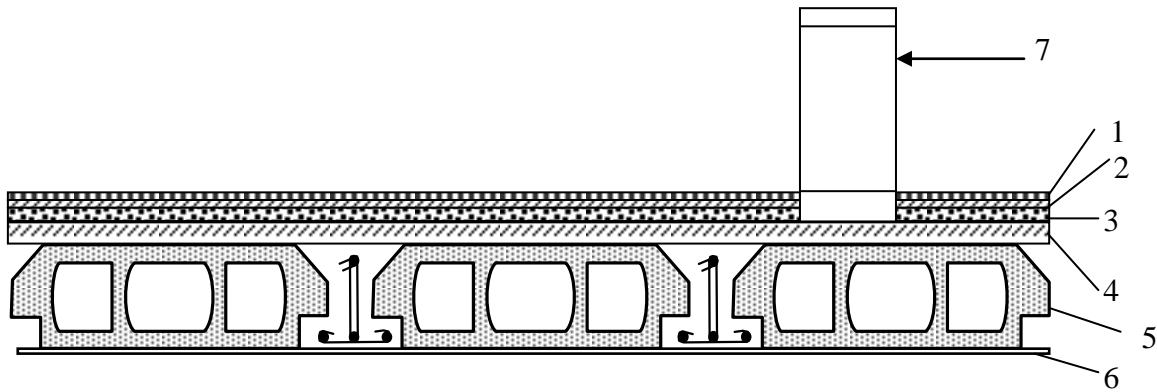


Figure II.10 Plancher étage courant

Tableau II.3 Évaluation des charges de plancher courant à corps creux

	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ] Données du DTR B.C. 2.2		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
			valeur	Référence	
1	Carrelage	0.02	20	VI.C.4, D	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	VI.C.4, A	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	VI.A	0.36
4	Isolation phonique	0.01	10		0.1
5	Dalle en corps creux	0.16+0.04	/	VI.C.3, B	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	VI.C.2.1	0.2
7	Cloison interne	0.1	10	VI.C.1.1, B	1
<b>Charge permanente totale</b>					<b>5.35</b>



C) Maçonnerie➤ Cloison extérieure

Tableau II.4 Évaluation des charges de murs extérieurs

	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ] Données du DTR B.C. 2.2		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
			valeur	référence	
1	Enduit de ciment	0.02	22	VI.C.2.2	0.44
2	Brique creuse 8 trous	0.1	9	VI.C.1.1, B	0.9
3	L'âme d'air	0.05	/	/	/
4	Brique creuses 12 trous	0.1	9	VI.C.1.1, B	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	VI.C.2.1	0.2
<b>Charge permanente totale</b>					<b>2.44</b>

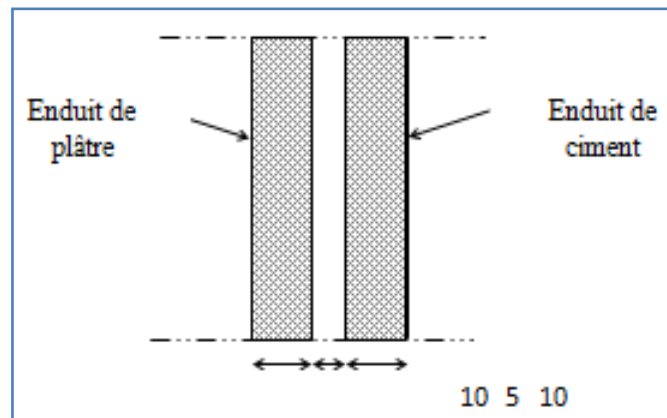


Figure II.11 Coupe verticale du mur extérieure

■ Remarque

La charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

Pour le RDC

Dans les travées où il y'a les poutres principales :



$$G = 2.44 \times (4.08 - 0.35) = 2.44 \times 3.75 = 9.10 \text{ KN/ml}$$

Dans les travées où il y'a les poutres secondaires :

$$G = 2.44 \times (4.08 - 0.30) = 2.44 \times 3.78 = 9.223 \text{ KN/ml}$$

### Pour le plancher étage de service et étages courants

Pour les travées où il y'a les poutres principales :

$$G = 2.44 \times (3.06 - 0.35) = 2.44 \times 2.71 = 6.612 \text{ KN/ml}$$

Pour les travées où il y'a les poutres secondaires :

$$G = 2.44 \times (3.06 - 0.3) = 2.44 \times 2.76 = 6.734 \text{ KN/ml}$$

### D) Balcon en dalle pleine

### E) Tableau II.5 Évaluation des charges de balcon

	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
			valeur	référence	
1	Carrelage	0.02	20	VI.C.4, D	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	VI.C.4, A	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	VI.4	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	VI.C.3, A	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	22	VI.C.2.2	0.44
6	Cloison interne	0.1	10	VI.C.1.1, B	1
Charge permanente totale					6.39

### F) Palier

### G) Tableau II.6 Évaluation des charges de palier

	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
			valeur	référence	
1	Carrelage	0.02	20	VI.C.4, D	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	VI.C.4, A	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	VI.4	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	VI.C.3, A	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	22	VI.C.2.2	0.44
Charge permanente totale					5.39



**H) Volée****Tableau II.7 Évaluation des charges sur la volée**

	Description		Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]		Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
				valeur	référence	
1	Revêtement en carrelage	Horizontal	0.02	20	VI.C.4, D	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3			0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	22	VI.C.4, A	0.44
		Vertical	0.02*0.17/0.3			0.25
3	Marche		$h/2=0.17/2$	22		1.87
4	Dalle pleine en béton		$0.15/\cos(32.52^\circ)$	25	VI.C.3, A	4.45
5	Enduit en ciment		$0.02/\cos(32.52^\circ)$	22	VI.C.2.2	0.52
6	Garde de corps		–	–		0.2
Charge permanente totale						8.36

**II.2.4.2 Surcharges d'exploitation**

Elles sont données par le **DTR B.C.2.2 [12]** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible 1,00 KN /m<sup>2</sup>
- Plancher étages courants (habitation) 1,50 KN /m<sup>2</sup>
- Plancher étages de service (bureau) 2,50 KN /m<sup>2</sup>
- Balcons 3,50 KN /m<sup>2</sup>
- Escalier 2,50 KN /m<sup>2</sup>

**II.2.5 Poteaux****➤ Pré-dimensionnement des poteaux**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions du **RPA 99 version 2003[11]**



Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente des charges.

Pour ce faire, on a sélectionné un poteau qui nous semble susceptible d'être le plus sollicité, à savoir **P C3**

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que :  $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec  $\sigma_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression.

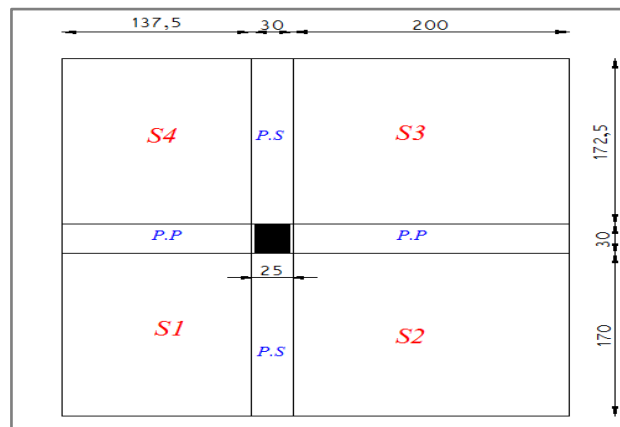
$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$N_s$  : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

### II.2.5.1 Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau **P C3**

#### ➤ Pour l'étage terrasse inaccessible



**Figure II.12** Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le plancher terrasse.

$$S1 = 1.375 \times 1.70 = 2.3375 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.00 \times 1.70 = 3.4 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.00 \times 1.725 = 3.45 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.375 \times 1.725 = 2.370 \text{ m}^2$$

$$S_t = S1 + S2 + S3 + S4 = 11.56 \text{ m}^2$$



➤ Pour le plancher de l'étage courant de RDC jusqu'au 7<sup>ème</sup> étage

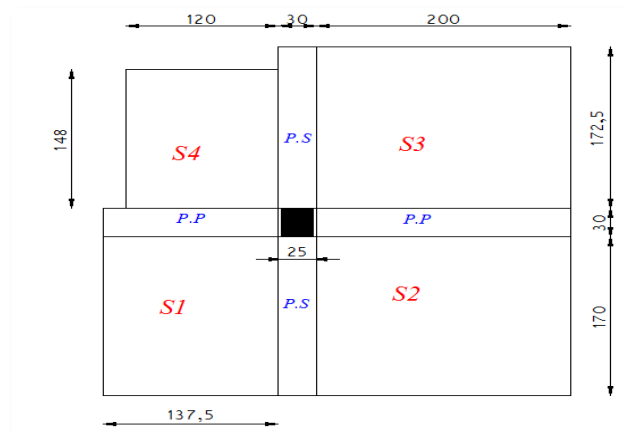


Figure II.13 Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le plancher de l'étage courant.

$$S1 = 1.375 \times 1.70 = 2.3375 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.00 \times 1.70 = 3.4 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.00 \times 1.725 = 3.45 \text{ m}^2$$

$$S4 = S_{\text{volée}} = 1.2 \times 1.48 = 1.776 \text{ m}^2$$

$$S_c = S1 + S2 + S3 = 9.1875 \text{ m}^2$$

$$S4 = S_{\text{volée}} = 1.776 \text{ m}^2$$

➤ Pour le plancher de l'étage 8

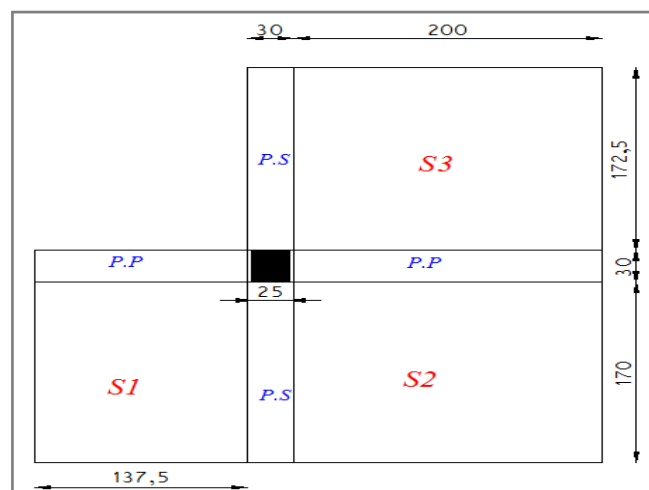


Figure II.14 Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le plancher de l'étage 8.



$$S1 = 1.375 \times 1.70 = 2.3375 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.00 \times 1.70 = 3.4 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.00 \times 1.725 = 3.45 \text{ m}^2$$

$$S8 = S1 + S2 + S3 = 9.190 \text{ m}^2$$

### II.2.5.2 Poids propre des poutres

On a pour tous les planchers

- Poutres principales :  $G_{pp} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3.675 = 9.646 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $G_{ps} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3.425 = 7.706 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres :  $G_p = 9.646 + 7.706 = 17.352 \text{ KN}$

### II.2.5.3 Poids des planchers

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible

$$G = G_{t_{ina}} \times (S1 + S2 + S3 + S4) = 5,63 \times 11.56 = 65.08 \text{ KN}$$

#### ➤ Plancher étage courant

$$G = G_c \times (S1 + S2 + S3) + (S_{volée} \times G_{volée}) = 5.35 \times 9.1875 + 1.776 \times 8.36 = 64 \text{ KN}$$

#### ➤ Plancher étage 8

$$G = G_c \times (S1 + S3 + S4) = 5.35 \times 9.19 = 49.167 \text{ KN}$$

### II.2.5.4 Poids propre des poteaux

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, à fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

Poids propre des poteaux :  $G_{Pt} = (3.06 - 0.35) \times 0.25 \times 0.3 \times 25 = 5.081 \text{ KN}$ .

### II.2.5.5 Surcharges d'exploitation

#### ➤ Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages



La loi de dégression des surcharges d'exploitation s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas de bâtiment étudié.

➤ **Énoncé de la loi**

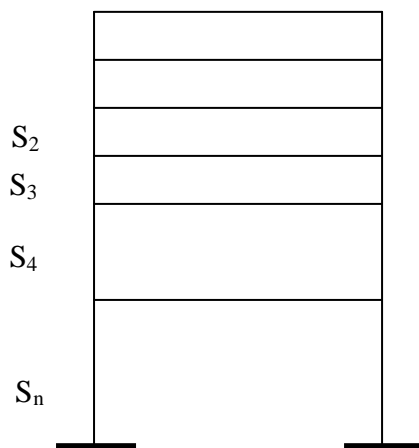
« Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou terrasse  $Q_0$
- Pour le dernier étage  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur  $0.95 Q$
- // // // //  $0.90 Q$  et ainsi de suite.

Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages.

➤ **Coefficients de dégression des surcharges**

**Tab II-1 :** Coefficients de dégression des surcharges



$$\Sigma_0 = S_0$$

$$\Sigma_1 = S_0 + S_1$$

$$\Sigma_2 = S_0 + 0,95 (S_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = S_0 + 0,90 (S_1 + S_2 + S_3)$$

$$\Sigma_4 = S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

Pour  $n \geq 5$

$$\Sigma_n = S_0 + \left[ \frac{3 + n}{2n} \right] \cdot \Sigma_{i=1}^n S_i$$



Tableau II.8 Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	Coefficient
10	1
9	1
8	0,95
7	0,9
6	0,85
5	0,8
4	0,75
3	0,72
2	0,69
1	0,66
RDC	0,65

➤ **Calcul des surcharges d'exploitation**

Plancher terrasse inaccessible :

$$Q = 11.56 \times 1 = 11.56 \text{ KN}$$

Plancher d'étage courant (habitation) :

$$Q = 12.58 \times 1,5 = 18.87 \text{ KN}$$

Plancher d'étage 8 (habitation) :

$$Q = 9.19 \times 1,5 = 13.785 \text{ KN}$$

Plancher d'étage de service (Bureaux) :

$$Q = 12.58 \times 2,5 = 31.45 \text{ KN}$$

➤ **Les surcharges cumulées**

$$Q_0 = 11.56 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 11.56 + 13.785 = 25.345 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 11.56 + 0,95 (13.785 + 18.87) = 42,582 \text{ KN}$$



$$Q_7 = 11.56 + 0,9 (13.785 + 18.87 \times 2) = 57.93 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 11.56 + 0,85 (13.785 + 18.87 \times 3) = 71.40 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 11.56 + 0,8 (13.785 + 18.87 \times 4) = 82.97 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 11.56 + 0,75 (13.785 + 18.87 \times 5) = 92.66 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 11.56 + 0,72 (13.785 + 18.87 \times 6) = 103 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 11.56 + 0,69 (13.785 + 18.87 \times 7) = 112.21 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 11.56 + 0,66 (13.785 + 18.87 \times 8) = 120.30 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 11.56 + 0,65 (13.785 + 18.87 \times 9 + 31.45) = 151.35 \text{ KN}$$



Tableau II.9 Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau C3

Niveaux	Charges Permanents [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm <sup>2</sup> ]		
	Poids des planchers	Poids des Poutres	Poids des poteaux	G	G <sub>Cumul</sub>	Q	Q <sub>Cumul</sub>	N = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S ≥N/σ <sub>bc</sub>	Section adoptée	Section adoptée Après un dimensionnement en capacité
10	65.08	17.352	5.081	87.53	87.527	11.56	11.56	99.087	66.058	25x30	25x35
9	49.167	17.352	5.081	71.6	159.127	13.785	25.345	184.472	122.981	25x30	25x35
8	64	17.352	5.081	86.433	245.56	18.87	44.215	289.775	193.183	25x30	30x40
7	64	17.352	5.081	86.433	331.993	18.87	63.085	395.078	263.385	25x30	30x40
6	64	17.352	5.081	86.433	418.426	18.87	81.955	500.381	333.587	25x30	30x40
5	64	17.352	5.081	86.433	504.859	18.87	100.825	605.684	403.789	25x30	35x45
4	64	17.352	5.081	86.433	591.292	18.87	119.695	710.987	473.99	25x30	35x45
3	64	17.352	5.081	86.433	677.725	18.87	138.565	816.29	544.193	25x30	35x45
2	64	17.352	5.081	86.433	764.158	18.87	157.435	921.593	614.395	25x35	45x55
1	64	17.352	5.081	86.433	850.591	18.87	176.305	1026.896	684.597	25x35	45x55
RDC	64	17.352	6.993	88.345	938.936	31.45	207.755	1146.691	764.46	25x35	45x55



### II.2.5.6 Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant

Les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux, en respectant le concept «Poteau fort – Poutre faible». En outre il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural.

Les rotules plastiques doivent se former dans les poutres et non pas dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature, et en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture en charpente) des bâtiments multi-étagés et dans les bâtiments à un seul étage.

C'est-à-dire la condition de résistance exigée par les règlements parasismiques **RPA 99 Version 2003 (Art.7.6.2) [11]**

$$\Sigma MR_c \geq \gamma_{Rd} \cdot \Sigma MR_b \Rightarrow \Sigma MR_c \geq 1,25 \Sigma MR_b$$

Ou bien:  $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

On a :  $\sigma = \frac{MxV}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma x I}{V}$  et  $V = \frac{h}{2}$

$\sigma$  est la même pour les poteaux et les poutres.

On remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente ; on obtient alors :

$$\Rightarrow (|I_n| + |I_s|) x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|) x \frac{1}{h_{POUT}}$$

Avec :

$M_c$  (respectivement  $M_b$ ) moments résistants de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

$I_c$  (respectivement  $I_b$ ) Moments d'inerties de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

$\gamma_{Rd}$  : coefficient de surcapacité.

Pour les nœuds intérieurs ; il y a 2 poutres et 2 poteaux pour chaque nœud du portique.

$$(|I_n| + |I_s|) x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|) x \frac{1}{h_{POUT}}$$

Pour les nœuds extérieurs (au niveau des angles); il y a 1 poutre et 2 poteaux pour chaque nœud du portique.

$$\left\{ \begin{array}{l} (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w|)x \frac{1}{h_{POUT}} \\ \text{ou} \\ (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}} \end{array} \right.$$

Les nœuds extérieurs sont moins exigeants par rapport aux nœuds intérieurs :

Si  $(|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w| + |I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}}$  est vérifiée

Alors  $\left\{ \begin{array}{l} (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w|)x \frac{1}{h_{POUT}} \\ \text{ou} \\ (|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}} \end{array} \right.$  sera vérifiée

Portique intérieur // a X :(poutre principale)

Portique intérieur // a Y :(poutre secondaire)

$$(|I_n| + |I_s|)x \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25(|I_w| + |I_e|)x \frac{1}{h_{POUT}}$$

$$\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1,25 \left( 2 \cdot \frac{b_{PP} h_{PP}^2}{12} \right)$$

**On pose b=30**

$$\Rightarrow h \geq (1,25xh_{PP}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow h \geq (1,25x(35)^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow h \geq 35,01cm$$

$$|I_n| + |I_s| \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|)$$

$$\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1,25 \left( 2 \cdot \frac{b_{PS} h_{PS}^2}{12} \right)$$

**On pose b=30**

$$b = 30 \Rightarrow h \geq (1,25xh_{PS}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow h \geq (1,25x(30)^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow h \geq 33,54cm$$

Tableau II.10 Vérification des moments d'inertias sur les poteaux et les poutres

	Moments d'inertias (cm <sup>4</sup> )	Niveau	
		RDC, 1, 2	3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10,11
Poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	25x35	25x30
	$I_s (10^3)$	89.322	56.25
	$I_n (10^3)$	89.322	56.25
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	5.104	3.75
	Observation	Non vérifier	Non vérifier
Poutres principales	Section	30x35	30x35
	$I_w (10^3)$	107.187	107.187
	$I_e (10^3)$	107.187	107.187
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	7.656	7.656
	Observation	Non vérifier	Non vérifier
Poutres secondaires	Section	30x30	30x30
	$I_w (10^3)$	67.5	67.5
	$I_e (10^3)$	67.5	67.5
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	5.625	5.625
	Observation	Non vérifier	Non vérifier

Vu que la condition de résistance exigée par le (RPA99 version 2003) [22]

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$  n'est pas vérifiée pour tous les étages, alors on redimensionne les sections des poteaux.

Et puisque la condition de dimensionnement en capacité est vérifiée pour  $h \geq 35.01cm$

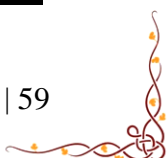
**Tableau II.11** Vérification des moments d’inerties sur les poutres principales et les poteaux après un dimensionnement en capacité.

	Moments d’inerties (cm <sup>4</sup> )	Niveau			
		RDC, 1, 2	3, 4,5	6, 7,8	9,10
poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	45x55	35x45	30x40	25x35
	I <sub>s</sub> (10 <sup>3</sup> )	623.906	265.781	160	89.322
	I <sub>n</sub> (10 <sup>3</sup> )	623.906	265.781	160	89.322
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (10 <sup>3</sup> )	22.687	11.812	8	5.10
Poutres principales	Section	30x35	30x35	30x35	30x35
	I <sub>w</sub> (10 <sup>3</sup> )	107.187	107.187	107.187	107.187
	I <sub>e</sub> (10 <sup>3</sup> )	107.187	107.187	107.187	107.187
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb}$ (10 <sup>3</sup> )	7.656	7.656	7.656	7.656
<b>Observation</b>		OK	OK	OK	<b>Non vérifier</b>

**P.S.** Dans ce bâtiment les dimensions des poteaux de tous les étages respectent la condition de dimensionnement en capacité.

**Tableau II.13** Vérification des moments d’inerties sur les poutres secondaires et les poteaux après un dimensionnement en capacité.

	Moments d’inerties (cm <sup>4</sup> )	Niveau			
		RDC, 1,2	3, 4,5	6, 7,8	9,10
poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	45x55	35x45	30x40	25x35
	I <sub>s</sub> (10 <sup>3</sup> )	623.906	265.781	160	186.66
	I <sub>n</sub> (10 <sup>3</sup> )	623.906	265.781	160	186.66
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (10 <sup>3</sup> )	22.687	11.812	8	9.33
Poutres secondaires	Section	30x30	30x30	30x30	30x30
	I <sub>w</sub> (10 <sup>3</sup> )	67.5	67.5	67.5	67.5
	I <sub>e</sub> (10 <sup>3</sup> )	67.5	67.5	67.5	67.5
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb}$ (10 <sup>3</sup> )	5.625	5.625	5.625	5.625
<b>Observation</b>		OK	ok	ok	<b>OK</b>



**Conclusion**

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003[22] :

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$  est vérifiée pour tous les étages à part les 2 derniers niveaux, et que le RPA99 version 2003 indique que cette condition est facultative pour les 2 derniers niveaux alors le concept «Poteau fort – Poutre faible» est respectée.

**II.2.5.7 Vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$$

Avec  $\lambda$  : Élancement du poteau

$I_f$  : Longueur de flambement ( $I_f = 0,7 \cdot L_0$ )

$i$  : Rayon de gyration ( $i = [I / B]^{1/2}$ )

$I$  : Moment d'inertie ( $I = bh^3 / 12$ )

$B$  : Section transversale du Poteau ( $B = b \cdot h$ )

$L_0$  : Longueur libre du poteau

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

- Poteaux de (25x35) :  $L_0 = 3,06 \rightarrow \lambda = 2,42 \times \frac{3,06}{0,25} = 12,24 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Poteaux de (30x40) :  $L_0 = 3,06 \rightarrow \lambda = 2,42 \times \frac{3,06}{0,30} = 10,2 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Poteaux de (35x45) :  $L_0 = 3,06 \rightarrow \lambda = 2,42 \times \frac{3,06}{0,35} = 8,74 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Poteaux de (45x55) :  $L_0 = 4,08 \rightarrow \lambda = 2,42 \times \frac{4,08}{0,45} = 9,066 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion**

Les dimensions adoptées pour les poteaux vérifient la condition de non flambement.

## II.2.6 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme et vent), d'autre part à reprendre une partie des charges verticales (ça dépend de la conception).

Leur pré dimensionnement se fait conformément à l'article 7.7.1 du RPA99 version 2003 [11].

L'épaisseur minimale des voiles est de ( $e = 15\text{cm}$ ), de plus, elle doit être déterminée en fonction des conditions de rigidité à l'extrémité ainsi qu'en fonction de la hauteur libre de l'étage.

Ils sont considérés comme des voiles, les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec  $L$  : la longueur du voile.

$a$  : l'épaisseur du voile.

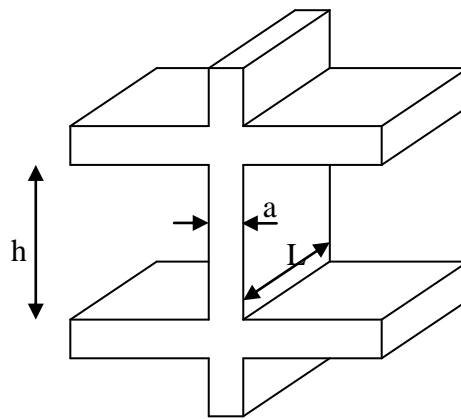


Figure II.15 Coupe de voile en élévation [11]

Nous avons deux types de voiles :

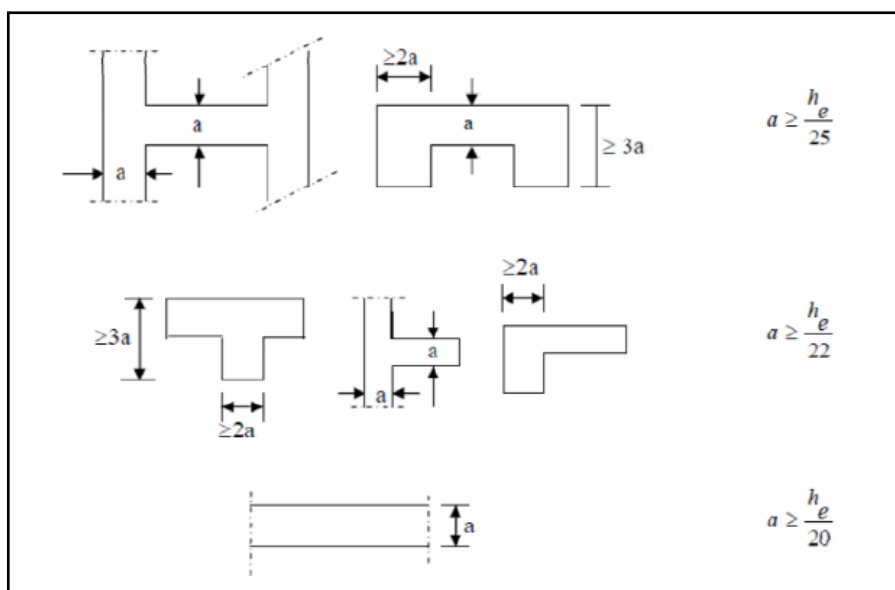


Figure II.16 Coupe de voiles en plan. [11]

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right) = \frac{h_e}{22}$$

$h_e$  = hauteur libre d'étage.

**Rez-de-chaussée :  $h_e = 4.08$  m**       $a \geq \frac{h_e}{22}$        $\rightarrow$        $a \geq \frac{408}{22} = 18.54$ cm

**Étage courant:  $h_e = 306$  cm**       $a \geq \frac{h_e}{22}$        $\rightarrow$        $a \geq \frac{306}{22} = 13.9$ cm

On adopte une épaisseur des voiles de **20cm**.

### II.2.7 Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La Résistance au feu.

#### ➤ Résistance à la flexion

Panneau rectangulaire portant dans les deux sens :       $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

- Panneau rectangulaire isolé :  $e \geq L_x / 30$
- Panneau rectangulaire continue :  $e \geq L_x / 40$

Panneau rectangulaire portant dans un seul sens :       $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

- Panneau rectangulaire isolé :  $e \geq L_x / 20$
- Panneau rectangulaire continue :  $e \geq L_x / 25$

**NB** :  $L_x$  est la petite portée du panneau le plus sollicité

Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur 2 appuis

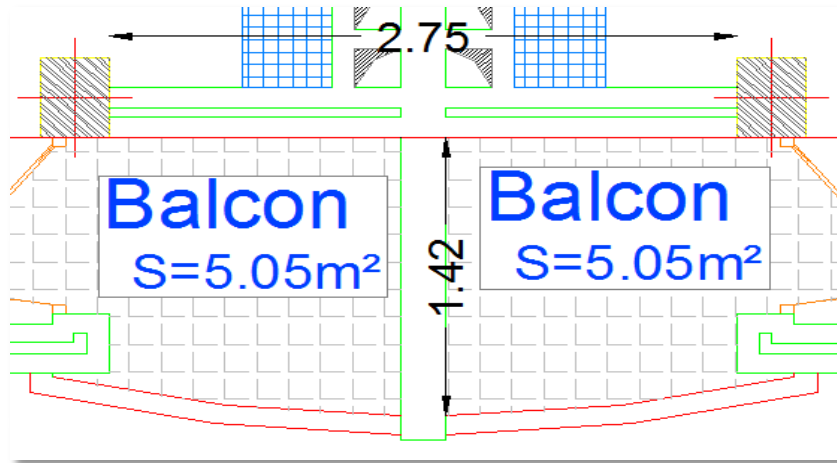


Figure II.17 Panneau de la dalle pleine

### ■ L'épaisseur minimale de la dalle

Donné :  $L_x = 1.42$  m

$L_y = 2.75$  m

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{142}{275} = \mathbf{0.811} > 0.4$$

Donc : le panneau est portant dans les deux sens

$$\rho_x > 0.4 \quad ; \quad E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{142}{30} \quad ; \quad E_p = 4.733 \text{ cm}$$

Donc :  $e = 15$  cm

### ➤ Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11 cm**.

### ➤ Isolation acoustique

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieure à  $350 \text{ Kg/m}^2$ .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow E_p \geq \mathbf{14 \text{ cm}} .$$

### Conclusion

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.



## **Chapitre III**

**Etude comparative entre différents systèmes de contreventement par l'analyse linéaire**

### III-1 Introduction

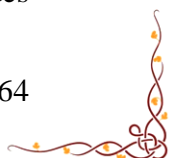
Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter des dommages.

Pour y faire face (ou du moins en limiter les dégâts il ya lieux d'élaborer des structures dites parasismiques dotées d'éléments de contreventements horizontaux (diaphragmes) et verticaux (Portiques, voiles, murs porteurs..). Dans le domaine du bâtiment, les systèmes de contreventement les plus courants sont le système auto -stable (poteaux –poutres) et mixte (portiques et voiles).

- L'objectif principal de ce chapitre c'est de mettre en évidence la variation des différents paramètres de stabilité avant et après introduction des voiles dans une structure à système de contreventement par portiques auto-stables en procédant à une comparaison (entre une structure auto-stable et une structure mixte) selon les critères de comparaison suivants :
  - ✓ Effort internes dans les éléments structuraux (poutres principales et secondaires et les poteaux).
  - ✓ Déplacements relatifs latéraux inter-étages
  - ✓ Comportement dynamique.
  
- Et par la suite, on va proposer un autre type de système de contreventement puis évaluer son comportement par rapport aux deux autres systèmes de contreventement (mixte et auto stable).

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela l'utilisation des méthodes numérique tel que la méthode des éléments finis est devenue indispensable. Pour cela, plusieurs logiciels de calcul automatique ont été développés au cours de ces dernières années suivant la méthode des éléments finis.

Dans notre cas, l'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant les trois structures ; l'une est contreventée par des portiques auto-stables et l'autre est contreventée par des voiles et des portiques (structure mixte); et le 3<sup>ème</sup> système il est constitué de portiques ou les éléments verticaux ( poteaux) ayant un rapport des



dimensions nous permettant de les considérer comme des voiles (c'est comme un système avec voiles porteurs, sauf que les poutres ne sont pas noyées et l'emplacement des voiles est régulier comme pour un système contreventé par portiques). Ces trois systèmes de contreventements seront modélisés dans un logiciel de calcul des structures « **ETABS** » permettant ainsi d'avoir les modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique appliquée.

Le logiciel utilisé pour cette étude : « **ETABS** » (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures), c'est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique, et il offre de nombreuses possibilités d'analyse statique et dynamique.

### **III-2 Étapes de modélisation**

Le calcul dynamique est réalisé sur deux modèles tridimensionnels de la structure avec 11 niveaux (RDC+10) encastree à leur base. Dans le 1er modèle (auto stable) on ne modélisera que la dalle pleine, les dalles en corps creux et les portiques poteaux –poutres et les éléments secondaires comme les balcons. Et pour le 2ème modèle (structure mixte) on ne modélisera que (les voiles et portique, les dalles pleines, dalle en corps creux), les escaliers seront introduits sous chargement dû à l'effort tranchant de l'escalier, et le poids de l'acrotère et les murs extérieures seront introduits sous chargement linéaire uniformément repartie.

Et pour le 3ème modèle, nous avons opté pour une modélisation avec les éléments dalles et planchers ainsi que des éléments verticaux (poteaux) ayant une dimension importante dans un sens sous la même forme que des voiles ( $L \geq 4.e$ ).

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

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



- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et exploitation des résultats.

#### A) Première étape

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

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

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

#### B) Deuxième étape

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

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

#### C) Troisième étape

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

#### D) Quatrième étape

Définition des charges appliquées à la structure modélisée :

##### ➤ Charges statiques (G et Q)

##### ■ Charge permanente

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

##### ■ Surcharge d'exploitation



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

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

### ■ Analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amortis de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure. Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée :  $[\mathbf{K}-\omega^2\mathbf{M}]\{\Phi\}=\mathbf{0}$

Avec **K** : Matrice de rigidité généralisée.

**M** : Matrice Masse généralisée.

$\omega^2$  : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\Phi\}$  : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

### ■ Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T. Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode : le coefficient de participation modale, les masses modales participantes.
- Pour chaque direction : les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres. L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol est donnée par:

$$\mathbf{K}_u(t) + \mathbf{C}_{\dot{u}}(t) + \mathbf{M}_{\ddot{u}}(t) = m_x \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \ddot{u}_{gz}(t)$$



Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination)

### E) Cinquième étape

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

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

### F) Sixième étape

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

#### ■ Combinaison aux états limites

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G + Q$

#### ■ Combinaison accidentelles du RPA 99 Version 2003 [22]

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

Comb2:  $0.8G\pm E$

**Pour le système auto-stable :** Comb1:  $G+Q\pm E$

Comb2:  $0.8G\pm E$

Comb3:  $G+Q\pm 1.2E$  (uniquement pour les poteaux).

**Pour le 3<sup>ème</sup> système :** Comb1:  $G+Q\pm E$

Comb2 :  $0.8G\pm E$

#### ■ Combinaison poids

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

### G) Septième étape

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



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

### H) Huitième étape

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

Après avoir réalisé toutes les étapes, on obtient les deux vues en 3D ci-dessous :

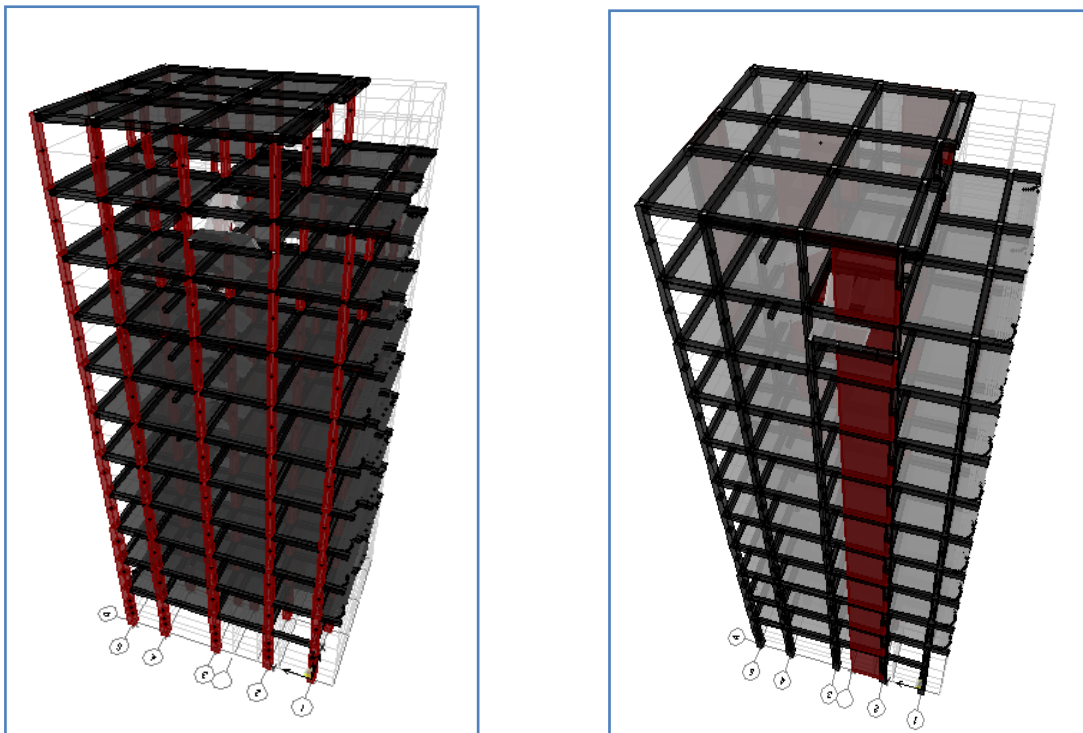


Figure III.1 Model tridimensionnel de la structure auto stable et mixte respectivement



### III-3 Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

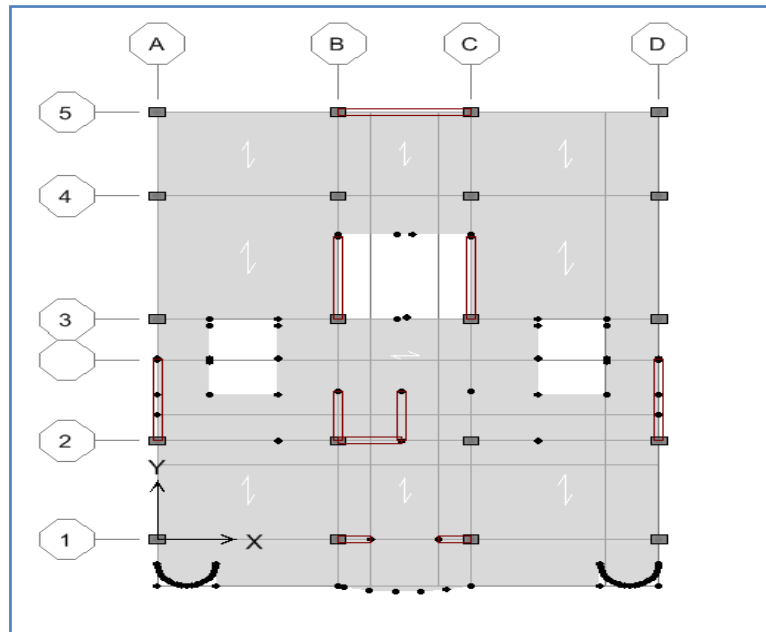


Figure III.2 La disposition des voiles (vue en plan)

### III-4 Étude comparative entre les trois systèmes de contreventements

#### III.4.1 Résultats du système de contreventement par portiques auto-stables

##### III-4-1-1 Efforts internes dans les éléments structuraux

##### A) Efforts internes dans les poutres

Les résultats obtenus au niveau des poutres, en sélectionnant la combinaison de l'ELU ( $1.35G + 1.5Q$ ) et l'ELS ( $G+Q$ ) ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ( $G + Q \pm E$  et  $0.8 G \pm E$ ), sont représentées ci-dessous :



➤ Poutres principales

Tableau III.1 Efforts internes dans les poutres principales de la structure autostable.

Combinaison	Structure Auto stable			
	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée ( $M_t$ ) (KN.m)	39.24	28.635	/	/
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ ) (KN.m)	-41.601	-30.473	-91.744	-85.663
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	4.131	3.11	70.064	72.499
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	80.09	57.48	90.88	83.02

➤ Poutres secondaires

Tableau III.2 Efforts internes des poutres secondaires de la structure auto-stable.

Combinaison	Structure Auto-stable			
	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée ( $M_t$ )(KN.m)	14.233	10.311	39.711	40.613
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ )(KN.m)	-17.838	-13.002	-72.195	-69.225
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	5.956	4.093	62.167	62.148
Effort tranchant max ( $V_2$ )(KN)	33.5	24.11	75.15	75.15



**B) Efforts internes dans les poteaux**

**Tableau III.3 Efforts internes des poteaux de la structure auto stable et ferrailage de leurs sections.**

Section	Sollicitation	N(KN)	M( KN.m)	Type de combinaison correspondante	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>
55X45	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1797.31	11.731	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1797.31	1.113		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	188.25	6.879	G+Q±1.2E	2.78	1.92
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	188.25	56.531		5.82	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-835.45	143.357	G+Q±1.2E	0	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	179.59	216.597		31.9	5.72
45X35	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1237.38	-0.273	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1237.38	-15.713		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-167.77	22.257	0.8G± E	0	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-167.77	16.831		0	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-618.58	79.596	G+Q±1.2E	0	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-600.11	102.478		1.58	0
40X30	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-747.45	-0.301	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-747.45	-16.097		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-97.44	-0.566	0.8G± E	0	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-97.44	28.626		1.4	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-403.22	59.064	G+Q±1.2E	0.91	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-360.8	74.274		3.09	0
35X25	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-279.71	1.645	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-279.71	11.05		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-20.04	-17.506	0.8G± E	0	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-20.04	18.334		1.82	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-163.03	27.363	G+Q±1.2E	1.43	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-91.14	34.7		2.91	0



**Remarque**

- La Combinaison **G+Q±E** est remplacée par la combinaison **G+Q±1.2E** pour les poteaux dans les ossatures auto-stables.
- Le ferrailage des différentes sections des poteaux est calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC. Qui a cette convention de signe :
  - N > 0** : compression.
  - M > 0** : tend les fibres intérieures.

**III-4-1-2 Calcul des déplacements latéraux inters étage**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003 [11]**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **5.10 du RPA99 version 2003 [11]**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k$$

$$\bar{\Delta} = h/100 = 3,06/100 = 0,0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm} ; \text{ pour les étages courants.}$$

$$\bar{\Delta} = h/100 = 4,08/100 = 0,0408 \text{ m} = 4.08 \text{ cm} ; \text{ pour le RDC.}$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$$

$$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R \quad \text{et} \quad \delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$$

**Avec**

$\delta_{ex}^k$  : Déplacement absolu selon x (à partir de l'ETABS sous la combinaison **accidentelle**).

$\delta_{ey}^k$  : Déplacement absolu selon y (à partir du l'ETABS sous la combinaison **accidentelle**).

R : Coefficient de comportement de la structure.

$\Delta_{kx}$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

$\Delta_{ky}$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}$  : Le déplacement relatif admissible.



Tableau III.4 Déplacements absolus et relatifs de la structure auto stable.

NIV	$\delta_{ex}^k$ (m)	$\delta_{ey}^k$ (m)	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	$\Delta_{kx}$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$\bar{\Delta}_k$	Observation
11	0.0409	0.0450	3.5	0.14315	0.1575	0.0056	0.0053	0.0306	Condition vérifié
10	0.0393	0.0435	3.5	0.13755	0.1522	0.00805	0.0087	0.0306	Condition vérifié
09	0.0370	0.0410	3.5	0.1295	0.1435	0.00945	0.0116	0.0306	Condition vérifié
08	0.0343	0.0377	3.5	0.12005	0.1319	0.0126	0.0147	0.0306	Condition vérifié
07	0.0307	0.0335	3.5	0.10745	0.1172	0.01505	0.0178	0.0306	Condition vérifié
06	0.0264	0.0284	3.5	0.0924	0.0994	0.0154	0.0172	0.0306	Condition vérifié
05	0.0220	0.0235	3.5	0.077	0.0822	0.0168	0.0192	0.0306	Condition vérifié
04	0.0172	0.0180	3.5	0.0602	0.063	0.0179	0.0207	0.0306	Condition vérifié
03	0.0121	0.0121	3.5	0.0423	0.0423	0.0261	0.0175	0.0306	Condition vérifié
02	0.0075	0.0071	3.5	0.0262	0.0248	0.015	0.015	0.0306	Condition vérifié
01	0.0032	0.0028	3.5	0.0112	0.0098	0.0112	0.0098	0.0408	Condition vérifié

◆ **Remarque**

On constate que pour la structure auto stable la condition de **l'article 4.43 du RPA version 2003 [11]** est vérifiée.

### III-4-1-3 Étude dynamique

Tableau III.5 Caractéristiques dynamiques de la structure auto-stable

Mode	Facteur de participation massique				Facteur de participation cumulé		Nature
	Période	% masse X	% masse Y	% Rz	Cumul UX	Cumul UY	
Mode 1	1.663519	0.3608	71.3105	4.0106	0.3608	71.3105	translation
Mode 2	1.484304	68.2236	1.1263	8.2705	68.5844	72.4369	translation
Mode 3	1.418498	9.2416	1.8373	64.5271	77.8260	74.2741	torsion
Mode 4	0.621685	0.0004	0.3083	0.0085	77.8264	74.5824	/
Mode 5	0.620889	0.0001	0.0012	0.0345	77.8265	74.5837	/



<b>Mode 6</b>	0.57656	0.0559	10.7532	0.4872	77.8823	85.3369	/
<b>Mode 7</b>	0.510673	8.9652	0.2588	2.0962	86.8475	85.5957	/
<b>Mode 8</b>	0.493209	2.5367	0.2173	8.7383	89.3842	85.8130	/
<b>Mode 9</b>	0.339973	0.0064	4.0834	0.0377	89.3906	89.8965	/
<b>Mode10</b>	0.300431	2.2835	0.0543	1.5753	91.6741	89.9508	/
<b>Mode11</b>	0.289707	1.8098	0.070	2.4676	93.4840	89.9578	/
<b>Mode12</b>	0.242536	0.0037	2.6129	0.0106	93.4876	92.5707	/

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation suivant y-y mobilise 71.3105% de la masse sismique.
- Le 2<sup>eme</sup> mode de vibration est une translation suivant x-x mobilise 68% de la masse sismique.
- Le 3<sup>eme</sup> mode de vibration est une torsion.

La période propre de la structure est de 1.663519s. Elle est relativement élevée (la structure est souple). Le nombre de modes à prendre en considération est 12 modes. Car c'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions «x» et «y» sont atteintes (**Article 4.3.4 du RPA 99**) [11]

### III-4-2 Résultats du système de contreventement mixte

#### III-4-2-1 Efforts internes dans les éléments structuraux

##### A) Efforts internes dans les poutres

##### ➤ Poutres principales proches des voiles

**Tableau III.6 Efforts internes des poutres principales proches des voiles de la structure mixte**

Type de la structure	Structure mixte			
	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G±E
<b>Combinaison</b>				
<b>Moment max en travée(<math>M_t</math>) (KN.m)</b>	37.002	27.001	84.76	84.823
<b>Moment négatif en appui (<math>M_{a\ sup}</math>) (KN.m)</b>	-49.805	-36.397	-66.364	-56.638
<b>Moment positif en appui (<math>M_{a\ inf}</math>) (KN.m)</b>	8.176	5.479	25.484	25.962
<b>Effort tranchant max(<math>V_2</math>) (KN)</b>	81.26	58.32	130.79	125.37



➤ Poutres principales loin des voiles

Tableau III.7 Efforts internes des poutres principales loin des voiles de la structure mixte

Combinaison	Structure mixte			
	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée ( $M_t$ ) (KN.m)	32.497	23.497	25.956	20.47
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ ) (KN.m)	-45.202	-33.015	-53.094	-43.034
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	9.103	2.956	18.664	19.071
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	69.98	50.82	61.48	44.36

➤ Poutres secondaires proches des voiles

Tableau III.8 Efforts internes des poutres secondaires proches des voiles de la structure mixte

Combinaison	Structure mixte			
	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée (KN.m)	13.027	9.444	50.492	52.092
Moment négatif en appui (KN.m)	-28.362	-14.36	-47.286	-48.107
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	19.201	13.956	50.796	49.75
Effort tranchant max (KN)	29.44	21.41	86.29	87.42

➤ Poutres secondaires loin des voiles

Tableau III.9 Efforts internes des poutres secondaires loin des voiles de la structure mixte

Combinaison	Structure mixte			
	ELU	ELS	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée (KN.m)	12.437	9.181	13.538	12.425
Moment négatif en appui (KN.m)	-16.557	-12.244	-27.813	-25.532
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	6.176	4.518	18.726	17.319
Effort tranchant max (KN)	26.62	19.56	33.79	29.30



**B) Efforts internes et les sections d'armatures de calcul dans les poteaux (structure mixte)**

**Tableau III.10 Efforts internes dans les poteaux de la structure mixte et ferrillage de leurs sections**

Section	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Type	A <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>sup</sub> [cm <sup>2</sup> ]
55X45	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1552.97	0.406	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1552.97	-29.376		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	371.12	1.414	0.8G±E	4.73	4.55
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	371.12	7.653		5.12	4.16
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-203.71	39.21	G+Q±E	0	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-171.76	65.558		1.73	0
45X35	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-933.08	5.747	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-933.08	17.337		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-14.11	0.1	0.8G±E	0	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-14.011	2.699		0.02	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-195.41	33.297	G+Q±E	0.1	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-159.63	59.949		2.96	0
40X30	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-553.41	6.396	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-553.41	17.457		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	2.3	0.084	0.8G±E	0.04	0.02
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	2.3	0.943		0.12	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-159.9	22.875	G+Q±E	0.04	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-105.07	44.296		2.85	0
35X25	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-198.95	5.135	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-198.95	14.14		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	14.75	0.063	0.8G±E	0.22	0.2
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	14.75	0.289		0.25	0.17
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-56.79	15.964	G+Q±E	0.72	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-71.01	28.019		1.68	0



**III-4-2-2 Calcul des déplacements latéraux inters étage**

Pour ce 2<sup>ème</sup> système de contreventement le coefficient de comportement change d'où le coefficient R=5.

**Tableau III.11 Déplacement absolus et relatifs de la structure mixte**

NIV	$\delta_{ex}^k$ (m)	$\delta_{ey}^k$ (m)	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	$\Delta_{kx}$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$\bar{\Delta}_k$	Observation
11	0.0184	0.0165	5	0.092	0.0825	0.0065	0.008	0.0306	Condition vérifié
10	0.0171	0.0149	5	0.0855	0.0745	0.0075	0.008	0.0306	Condition vérifié
09	0.0156	0.0133	5	0.078	0.0665	0.009	0.0085	0.0306	Condition vérifié
08	0.0138	0.0116	5	0.069	0.058	0.01	0.009	0.0306	Condition vérifié
07	0.0118	0.0098	5	0.059	0.049	0.0095	0.009	0.0306	Condition vérifié
06	0.0099	0.0080	5	0.0495	0.04	0.0105	0.0085	0.0306	Condition vérifié
05	0.0078	0.0063	5	0.039	0.0315	0.01	0.0085	0.0306	Condition vérifié
04	0.0058	0.0046	5	0.029	0.023	0.0095	0.008	0.0306	Condition vérifié
03	0.0039	0.003	5	0.0195	0.015	0.0085	0.007	0.0306	Condition vérifié
02	0.0022	0.0016	5	0.011	0.008	0.007	0.005	0.0306	Condition vérifié
01	0.0008	0.0006	5	0.004	0.003	0.004	0.003	0.0306	Condition vérifié

On constate que pour la structure mixte la condition de l'article **4.43 du RPA version 2003[11]** est vérifiée.



C) Étude dynamique

Tableau III.12 Caractéristiques dynamiques de la structure mixte

Mode	Période	Facteur de participation massique			Facteur de participation cumulé		Nature
		% masse X	% masse Y	% Rz	Cumul UX	Cumul UY	
Mode 1	0.998661	69.8144	0.0066	2.2104	69.8144	0.0066	translation
Mode 2	0.852422	0.0386	67.1303	2.5533	69.8531	67.1369	translation
Mode 3	0.812684	1.5505	2.8374	65.9992	71.4036	69.9743	torsion
Mode 4	0.620515	0.0002	0.0001	0.0827	71.4037	69.9745	/
Mode 5	0.620358	0.0000	0.1034	0.0008	71.4038	70.0779	/
Mode 6	0.287988	14.1110	0.0015	1.1951	85.5147	70.0794	/
Mode 7	0.234322	0.0001	16.2685	0.0334	85.5149	86.3479	/
Mode 8	0.222028	1.6071	0.0183	14.7275	87.1220	86.3662	/
Mode 9	0.210772	0.0001	0.0112	0.0002	87.1221	86.3774	/
Mode10	0.210523	0.0527	0.0005	0.1043	87.1747	86.3779	/
Mode11	0.141251	4.8472	0.0010	0.4969	92.0219	86.3789	/
Mode12	0.108701	0.0017	0.1426	0.0008	92.0237	86.5215	/
Mode13	0.108641	0.0061	0.0007	0.0069	92.0297	86.5221	/
Mode14	0.107369	0.0010	5.9579	0.0018	92.0307	92.4800	/
Mode15	0.100030	0.8371	0.0000	5.7511	92.8678	92.4800	/

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation suivant x-x mobilise 69.8144 % de la masse sismique
- Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration est une translation suivant y-y mobilise 67.1303 % de la masse sismique
- Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration est une torsion.

Il y'a lieu de constater que la période propre en système de contreventement mixte est relativement basse (0.998661 s). Le nombre de modes à prendre en considération est de 14 modes, car c'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes (**Article 4.3.4 du RPA 99**) [11].



### III-4-3 Interprétation des résultats

#### A) Variation des efforts internes dans les poutres

##### ➤ Sous charges verticales : ELU

##### ◆ Remarque

Le signe négatif (-) signifie une augmentation d'effort

Tableau III.13 Poutres principales à L'ELU (1.35 G +1.5Q)

Type de poutre	Poutres principales proche des voiles			Poutres principale loin des voiles		
Type de la structure	Auto-stable	mixte	Différence %	Auto-stable	Mixte	Différence%
Moment max en travée( $M_t$ )	39.24	37.002	5.70	39.24	32.189	17.96
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ )	-41.601	-49.805	-16.47	-41.601	-45.202	-7.96
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ )	4.131	8.176	-49.47	4.131	9.103	-54.61
Effort tranchant max( $V_2$ ) (KN)	80.09	81.26	-1.43	80.09	69.98	12.62

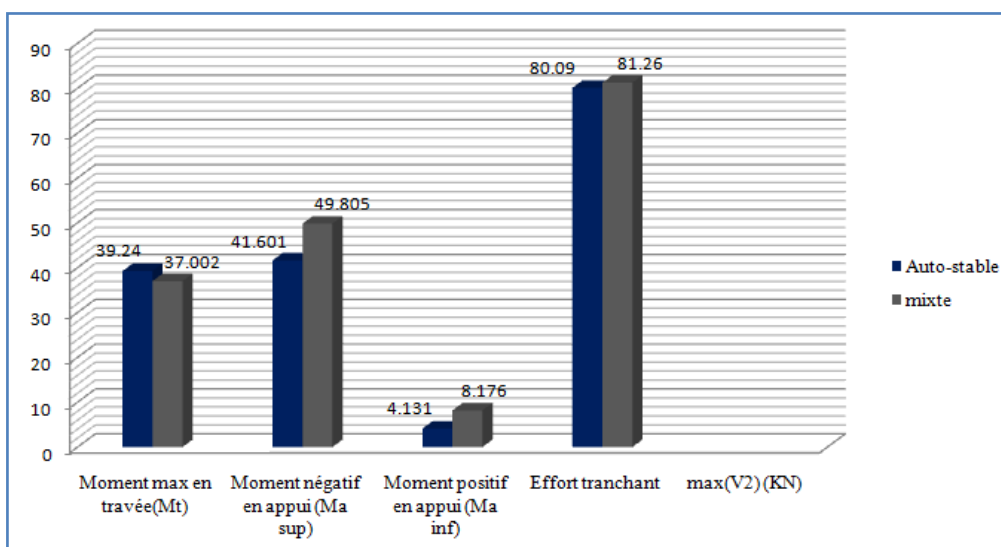


Figure III.3 variations des efforts internes dans les poutres principales proches des voiles et celles de la structure auto stable à L'ELU



Tableau III.14 Poutres secondaires à L'ELU

Combinaison	Poutres secondaires proche des voiles			Poutres secondaires loin des voiles		
	Auto-stable	mixte	Différence%	Auto-stable	mixte	Différence%
Moment max en travée ( $M_t$ )	14.233	13.027	8.47	14.233	12.437	12.61
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ )	-17.838	-28.362	-37.10	-17.838	-16.557	7.18
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ )	5.956	19.201	-68.98	5.956	6.176	-3.56
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	33.5	29.44	12.11	33.5	26.62	20.53

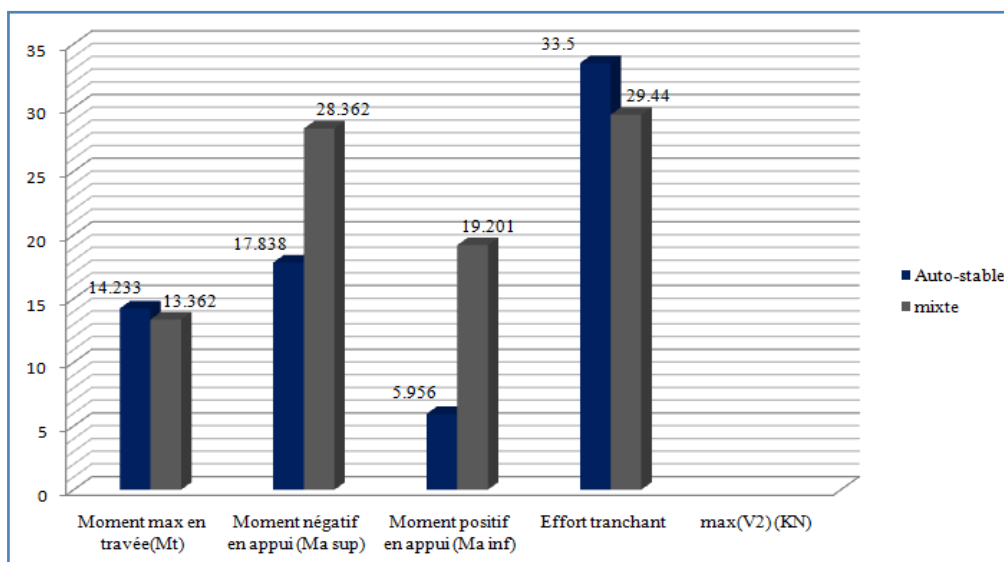


Figure III.4 variations des efforts internes dans les poutres secondaires proches des voiles et celles de la structure auto stable à L'ELU

➤ Sous charges horizontales (Séisme) :  $G + Q \pm E$

Tableau III.15 Poutres principales sous la combinaison :  $G + Q \pm E$ 

Combinaison	Poutres principales proches des voiles			Poutres principales loin des voiles		
	Auto-stable	mixte	Différence%	Auto-stable	mixte	Différence%
Moment max en travée ( $M_t$ )	78.828	84.76	-6.99	78.828	25.956	67.07
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ )	-91.744	-66.364	27.66	-91.744	-53.094	42.12
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ )	70.064	25.484	63.53	70.064	18.664	73.36
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	90.88	130.79	-30.51	90.88	61.48	32.35



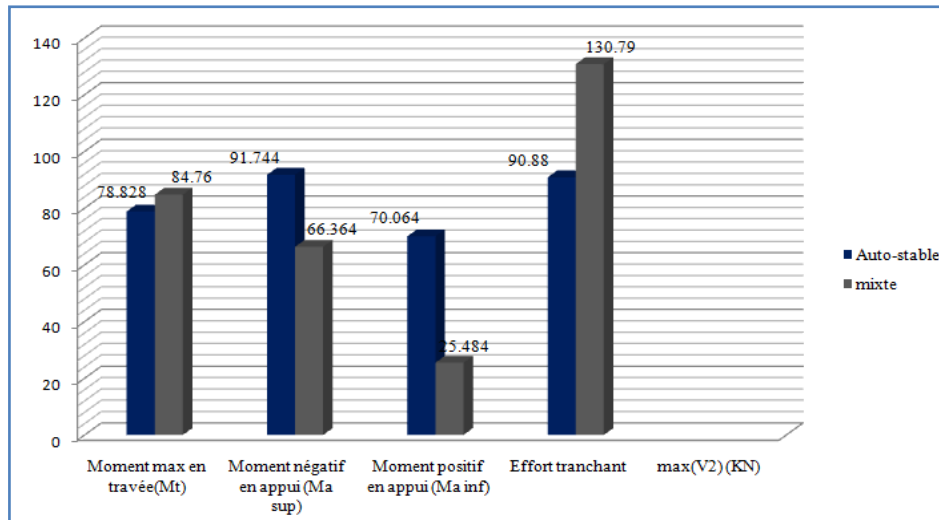


Figure III.5 variations des efforts internes dans les P.P proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison G + Q ± E

Tableau III.16 Poutres secondaires sous la combinaison : G + Q ± E

Combinaison	Poutres secondaires proches des voiles			Poutres secondaires loin des voiles		
	Auto-stable	mixte	Différence%	Auto-stable	mixte	Différence%
Moment max en travée (M <sub>t</sub> )	60.669	50.42	66.34	60.669	13.538	77.68
Moment négatif en appui (M <sub>a sup</sub> )	-72.195	-47.286	34.50	-72.195	-27.813	61.47
Moment positif en appui (M <sub>a inf</sub> )	62.167	50.796	18.29	62.167	18.726	69.87
Effort tranchant max (V <sub>2</sub> ) (KN)	75.15	86.29	-12.90	75.15	33.79	55.07

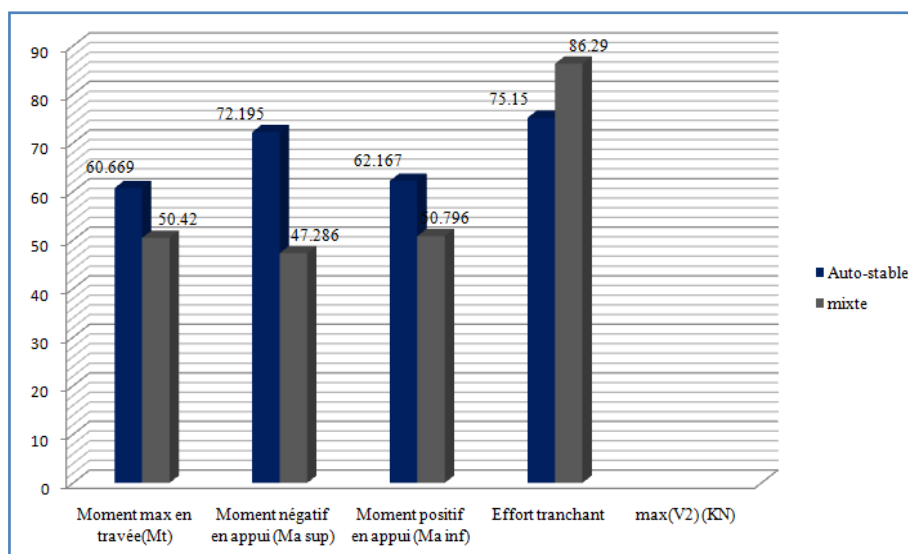


Figure III.6 variations des efforts internes dans les P.S. Proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison G + Q ± E



- Sous charges horizontales (Séisme) :  $0.8G \pm E$

Tableau III.17 Poutres principales sous la combinaison :  $0.8 G \pm E$

Combinaison	Poutres principales proches des voiles			Poutres principales loin des voiles		
	Auto-stable	mixte	Différence%	Auto-stable	mixte	Différence%
Moment max en travée ( $M_t$ )	77.817	84.823	-9.003	77.817	20.217	74.01
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ )	-85.663	-56.638	33.88	-85.663	-43.034	49.76
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ )	72.499	25.962	64.18	72.499	19.071	73.69
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	90.88	125.37	-27.51	90.88	44.36	51.18

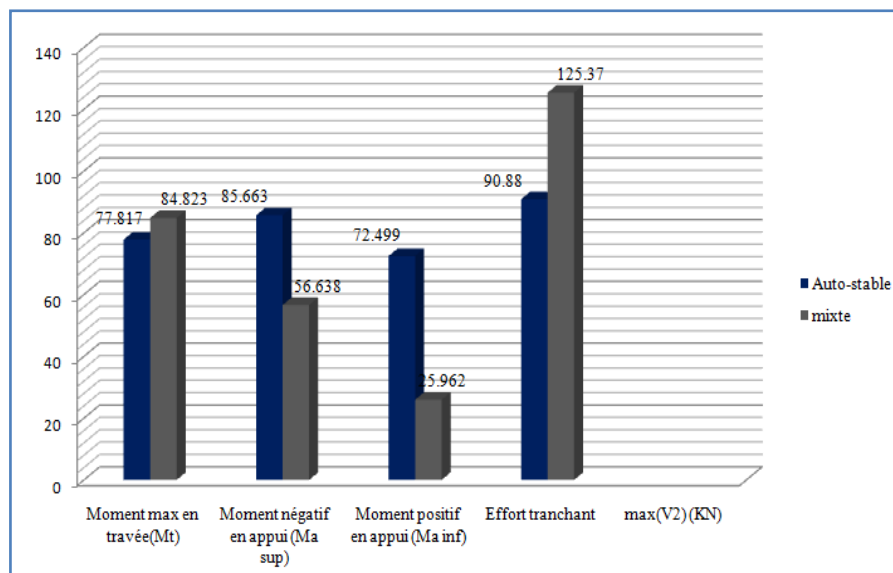


Figure III.7 variations des efforts internes dans les P.P proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison  $0.8G \pm E$

Tableau III.18 Poutre secondaires sous la combinaison :  $0.8G \pm E$

Combinaison	Poutres secondaires proche des voiles			Poutres secondaires loin des voiles		
	Auto-stable	mixte	Différence%	Autos-table	mixte	Différence%
Moment max en travée ( $M_t$ )	62.111	52.092	16.13	62.111	12.425	79.99
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ )	-69.225	-48.107	30.50	-69.225	-25.532	63.31
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ )	62.148	49.75	19.94	62.148	17.319	72.13
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	72.11	87.42	-17.51	72.11	29.30	59.36



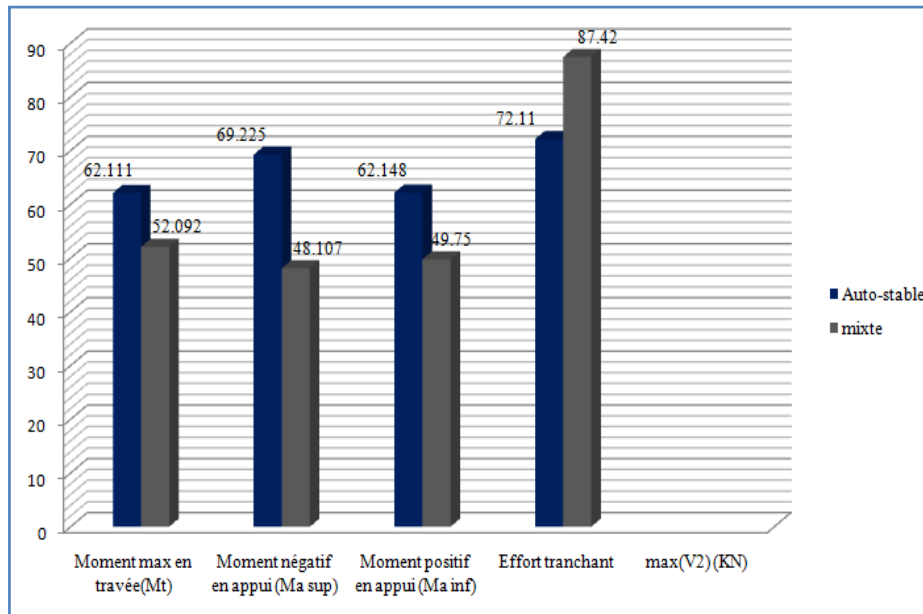


Figure III.8 variations des efforts internes dans les P.S. Proches des voiles et celles de la structure mixte pour la combinaison  $0.8G \pm E$

- On constate une grande diminution des efforts internes après introduction des voiles notamment dans les poutres loin des voiles, par contre les efforts internes dans les poutres proches des voiles sont relativement élevés, ce phénomène s'explique par le fait que les voiles se comportent comme des consoles verticales subissant les contraintes maximales sur leurs bords, ce qui engendre une concentration d'efforts au niveau des poutres (à leur jonction).
- Il y a lieu de préciser que dans les histogrammes présentés ci-dessus les poutres choisies dans le système mixte sont les poutres proches des voiles qui présentent des efforts nettement supérieurs que celles éloignées des voiles.

### B) Variation des efforts internes dans les poteaux

Pour la comparaison des poteaux, on va comparer la section d'armature calculées qui correspond aux trois premiers niveaux là où se trouvent les efforts maximums, et le ferrailage sera fait par rapport aux poteaux de la base et les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :



Tableau III.19 Section d'armatures calculée au premier niveau pour les deux structures (auto-stables, mixtes)

section	Auto-stable				mixte			
	L'effort	combinaison	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>	L'effort	combinaison	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>
55x45	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	ELU	0	0	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>		0	0	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>		2.73	1.92	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>		4.73	4.55
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	G+Q±1.2E	5.82	0	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	0.8G±E	5.12	4.16
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	G+Q±1.2E			M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>		0	0
			31.9	5.72				
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>		0	0	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	G+Q±E	1.73	0

D'après les résultats représentés ci-dessus, on remarque que la section d'armature adoptée pour la structure auto stable est trop élevée pour les combinaisons accidentelles. Par contre pour la structure mixte la section d'armature est beaucoup moins importante par rapport au système auto stable avec une différence de 35.8%, donc les voiles permettent de diminuer les efforts internes particulièrement ceux des poteaux, nous permettant ainsi d'adopter des sections d'armatures moins élevées.

Donc on peut dire qu'après introduction des voiles ;

- **Pour les poutres :** on remarque une diminution considérable des efforts internes (sous les combinaisons des actions sismiques), donc on constate que la majeure partie des sollicitations sismiques est reprise par les voiles (redistribution des efforts). Au vu de la grande rigidité des voiles, les efforts se concentrent au niveau de ces derniers, réduisant ainsi les efforts dans les autres éléments structuraux.
- **Pour les poteaux :** Les efforts normaux de compression (qui sont engendrés par les charges verticales) diminuent modestement. Cependant, les réductions d'efforts les plus significatives sont constatées au niveau des moments (Majoritairement engendrés par les charges horizontales) et des efforts tranchants. Ce qui s'explique par le fait que les voiles disposent d'une section transversale relativement importante par rapport à celle des poteaux, permettant ainsi la reprise de la majeure partie des efforts horizontaux engendrés par le séisme ainsi qu'une partie des efforts verticaux.



C) Variation des caractéristiques dynamiques

Tableau III.20 Comparaison des caractéristiques dynamiques entre le système auto-stable et mixte.

Mode	Structure Auto stable					Structure mixte				
	Période	Facteur de participation massique		Facteur de participation cumulé		Période	Facteur de participation massique		Facteur de participation cumulé	
		% masse X	% masse Y	Cumul UX	Cumul UY		% masse	% masse	Cumul UX	Cumul UY
Mode 1	1.663519	0.3608	71.3105	0.3608	71.3105	0.998661	69.8144	0.0066	69.8144	0.0066
Mode 2	1.484304	68.2236	1.1263	68.5844	72.4369	0.852422	0.0386	67.1303	69.8531	67.1369
Mode 3	1.418498	9.2416	1.8373	77.8260	74.2741	0.812684	1.5505	2.8374	71.4036	69.9743
Mode 4	0.621685	0.0004	0.3083	77.8264	74.5824	0.620515	0.0002	0.0001	71.4037	69.9745
Mode 5	0.620889	0.0001	0.0012	77.8265	74.5837	0.620358	0.0000	0.1034	71.4038	70.0779
Mode 6	0.57656	0.0559	10.7532	77.8823	85.3369	0.287988	14.1110	0.0015	85.5147	70.0794
Mode 7	0.510673	8.9652	0.2588	86.8475	85.5957	0.234322	0.0001	16.2685	85.5149	86.3479
Mode 8	0.493209	2.5367	0.2173	89.3842	85.8130	0.222028	1.6071	0.0183	87.1220	86.3662
Mode 9	0.339973	0.0064	4.0834	89.3906	89.8965	0.210772	0.0001	0.0112	87.1221	86.3774
Mode10	0.300431	2.2835	0.0543	91.6741	89.9508	0.210523	0.0527	0.0005	87.1747	86.3779
Mode11	0.289707	1.8098	0.070	93.4840	89.9578	0.141251	4.8472	0.0010	92.0219	86.3789
Mode12	0.242536	0.0037	2.6129	93.4876	92.5707	0.108701	0.0017	0.1426	92.0237	86.5215
Mode13	/	/	/	/	/	0.108641	0.0061	0.0007	92.0297	86.5221
Mode14	/	/	/	/	/	0.107369	0.0010	5.9579	92.0307	92.4800
Mode15	/	/	/	/	/	0.100030	0.8371	0.0000	92.8678	92.4800



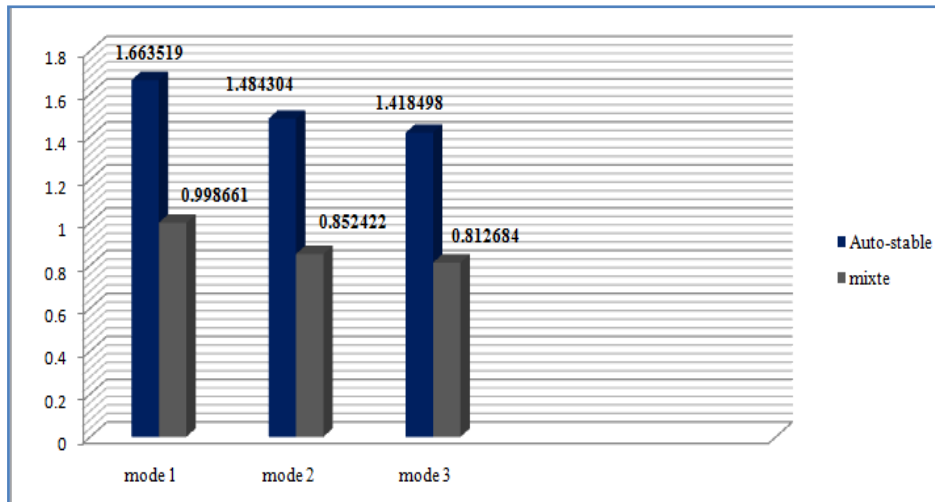


Figure III.9 La période des trois premiers modes au niveau des deux structures

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres. Entre autre la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde. Dans les histogrammes présentés ci-dessus, sont données les périodes des trois premiers modes, obtenues pour les deux structures auto-stable et mixte.

D'après ces résultats, on remarque qu'une valeur importante de la période est obtenue pour la structure auto stable, ce qui donne une période plus de 1 seconde contrairement à la structure mixte qui donne une période moins de 1 seconde, ce qui nous permet de dire que les voiles permettent de dissiper plus facilement l'action sismique par rapport à l'ossature poteaux-poutres donc l'interaction de ce système permet de réduire la période fondamentale  $T$  de la structure.

➤ Variation des déplacements inter-étages

■ Variation des déplacements absolus



Tableau III.21 Comparaison des déplacements absolus entre le système auto-stable et mixte

NIV	Sens XX			Sens YY		
	Auto stable	Mixte	Variation(%)	Auto stable	Mixte	Variation(%)
11	0.0056	0.0065	-16.07	0.0053	0.008	-5.4
10	0.00805	0.0075	6.83	0.0087	0.008	19.54
9	0.00945	0.009	4.7	0.0116	0.0085	26.72
8	0.0126	0.01	20.63	0.0147	0.009	38.77
7	0.01505	0.0095	36.03	0.0178	0.009	49.43
6	0.0154	0.0105	31.81	0.0172	0.0085	50.58
5	0.0168	0.01	40.47	0.0192	0.0085	55.7
4	0.0179	0.0095	46.92	0.0207	0.008	61.35
3	0.0261	0.0085	67.43	0.0175	0.007	60.00
2	0.015	0.007	53.33	0.015	0.005	66.66
1	0.0112	0.004	64.28	0.0098	0.003	69.38

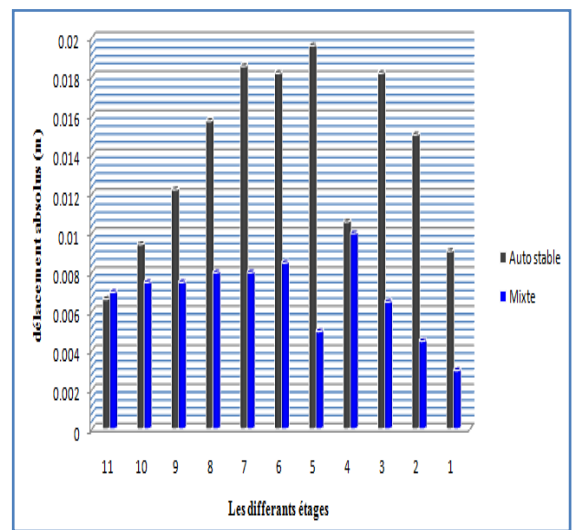
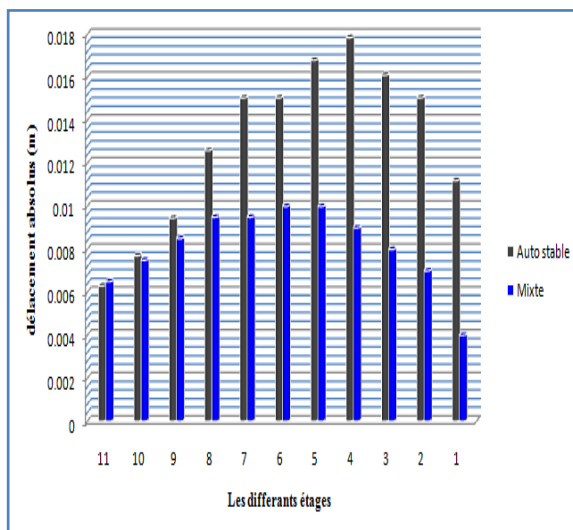


Figure III.10 Variation des déplacements relatifs des deux structures selon XX et YY respectivement



■ **Variation des déplacements relatifs**

Tableau III.22 Variation des déplacements relatifs des deux structures selon XX et YY

NIV	Sens XX			Sens YY		
	Auto stable	Mixte	Variation(%)	Auto stable	Mixte	Variation (%)
11	0.0409	0.0184	55.01	0.0450	0.0165	63.33
10	0.0393	0.0171	56.48	0.0435	0.0149	65.74
9	0.0370	0.0156	50.63	0.0410	0.0133	67.56
8	0.0343	0.0138	59.76	0.0377	0.0116	69.23
7	0.0307	0.0118	61.56	0.0335	0.0098	70.74
6	0.0264	0.0099	62.5	0.0284	0.0080	71.83
5	0.0220	0.0078	64.54	0.0235	0.0063	73.19
4	0.0172	0.0058	66.27	0.0180	0.0046	74.44
3	0.0121	0.0039	67.76	0.0121	0.003	75.20
2	0.0075	0.0022	70.66	0.0071	0.0016	77.46
1	0.0032	0.0008	75.00	0.0028	0.0006	78.57

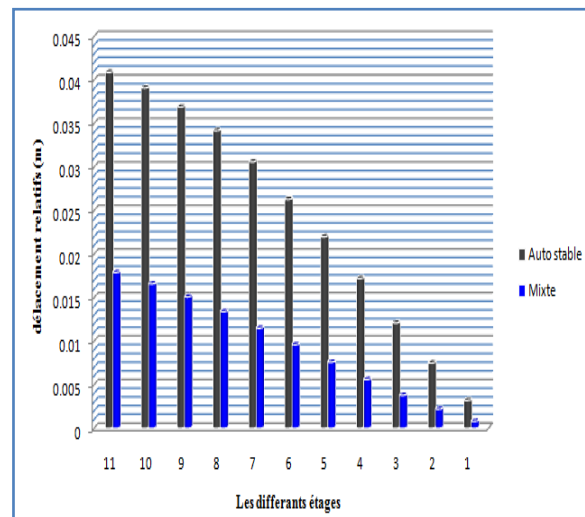
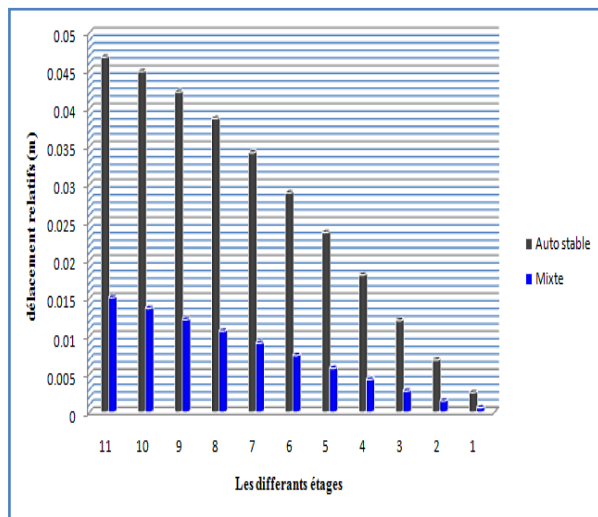


Figure III.11 Variation des déplacements absolus des deux structures selon XX et YY respectivement



On obtient les déplacements maximaux de chacune des deux structures étudiées, les déplacements relatifs et absolus maximaux sont mis sous forme d'histogrammes.

La comparaison de ces résultats s'est faite dans le but de mettre en évidence l'influence de l'introduction des voiles sur le comportement de la structure.

On voit clairement que les déplacements importants sont obtenus pour la structure auto-stable, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le **RPA99 version 2003[11]**. Par contre la structure mixte donne des résultats moins importants pour les deux sens XX et YY avec un écart de plus de 50%

Les déplacements sont minimaux en pied des structures à voile et la diminution arrive jusqu'à 75% dans le 1<sup>er</sup> niveau, où ceux des portiques sont maximaux. Au sommet, c'est l'inverse (les déplacements sont maximaux pour les voiles et minimaux pour les portiques). L'interaction des voiles et des portiques est donc très favorable car elle permet de tirer parti des avantages des deux éléments constructifs. Ces résultats nous permettent de confirmer l'intérêt de la mise en place d'un système de contreventement mixte pour mieux reprendre l'effort sismique.

### III-5 Étude dynamique du système de contreventement mixte

#### III-5-1 Présentation des résultats de la méthode modale spectrale

##### A) Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après avoir lancer l'analyse sous logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.23 Périodes, modes et facteurs de participation massique.**

Mode	Période	facteur de participation massique			facteur de participation cumulé		Nature
		% masse X	% masse Y	% Rz	Cumul UX	Cumul UY	
Mode 1	0.998661	69.8144	0.0066	2.2104	69.8144	0.0066	translation
Mode 2	0.852422	0.0386	67.1303	2.5533	69.8531	67.1369	translation
Mode 3	0.812684	1.5505	2.8374	65.9992	71.4036	69.9743	torsion
Mode 4	0.620515	0.0002	0.0001	0.0827	71.4037	69.9745	/
Mode 5	0.620358	0.0000	0.1034	0.0008	71.4038	70.0779	/



<b>Mode 6</b>	0.287988	14.1110	0.0015	1.1951	85.5147	70.0794	/
<b>Mode 7</b>	0.234322	0.0001	16.2685	0.0334	85.5149	86.3479	/
<b>Mode 8</b>	0.222028	1.6071	0.0183	14.7275	87.1220	86.3662	/
<b>Mode 9</b>	0.210772	0.0001	0.0112	0.0002	87.1221	86.3774	/
<b>Mode10</b>	0.210523	0.0527	0.0005	0.1043	87.1747	86.3779	/
<b>Mode11</b>	0.141251	4.8472	0.0010	0.4969	92.0219	86.3789	/
<b>Mode12</b>	0.108701	0.0017	0.1426	0.0008	92.0237	86.5215	/
<b>Mode13</b>	0.108641	0.0061	0.0007	0.0069	92.0297	86.5221	/
<b>Mode14</b>	0.107369	0.0010	5.9579	0.0018	92.0307	92.4800	/
<b>Mode15</b>	0.100030	0.8371	0.0000	5.7511	92.8678	92.4800	/

- Le premier mode de vibration est une **translation suivant XX**, il mobilise plus de 60% de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation suivant YY**, il mobilise plus de 60% de la masse.
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

### Modes de vibrations obtenus

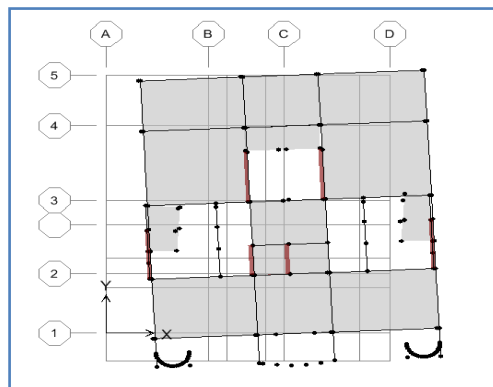


Figure III.12 1<sup>er</sup> Mode de vibration : translation suivant le sens X-X de période  $T=0.998661s$



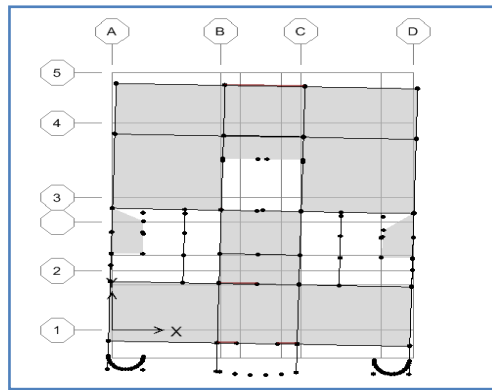


Figure III.13 2<sup>ème</sup> Mode de vibration : sens YY de période  $T = 0.852422$  s.

Troisième mode de vibration : Rotation suivant Z

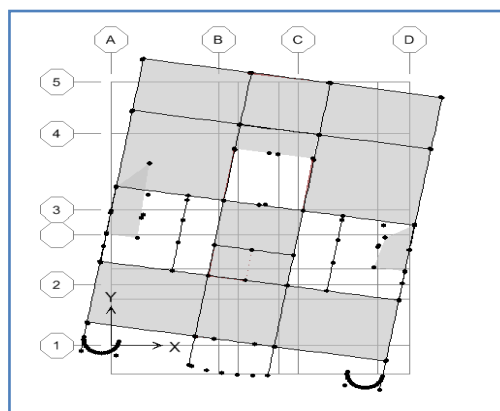


Figure 14 3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de période  $T = 0.812684$  s

### ■ Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale de 0.998661 s

2°/ Le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

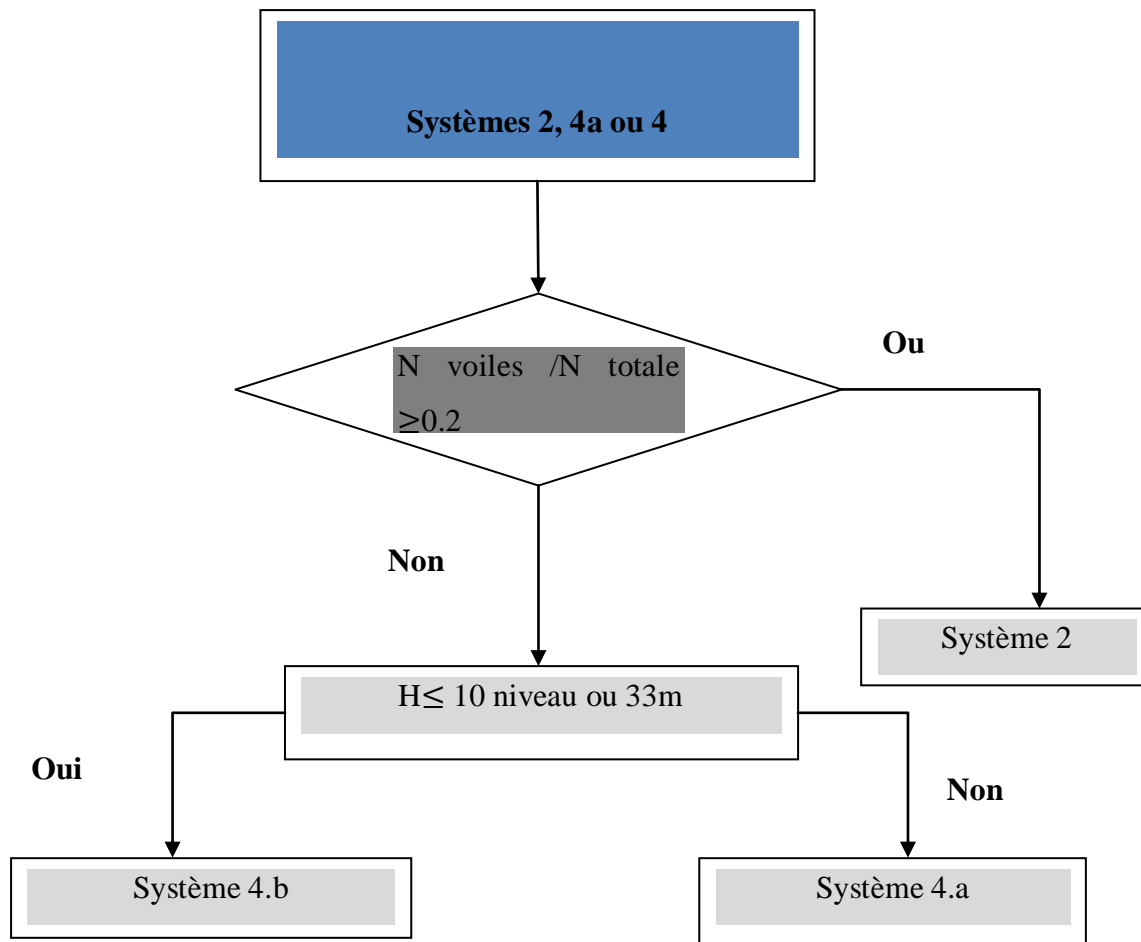
3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est une torsion.

4°/ On doit retenir les 14 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% dans les deux sens (selon le RPA99/ Version 2003) [11].

### B) Justification du système de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003) [11]. La figure suivante représente un organigramme proposé par TALEB pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b :





### III-6 Vérification vis-à-vis des exigences du (RPA 99/version 2003) [11], pour la structure mixte

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape du ferrailage (ferrailage des éléments structuraux), le règlement parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003) [11] exige la satisfaction des conditions suivantes :

- Nombre de modes à considérer (**Article 4.3.4**).
- Résultante des forces sismiques de calcul (**Article 4.3.6**)
- Stabilité au renversement (**Article 4.41**).
- Justification vis-à-vis de l'effet  $P-\Delta$  (**Article 5.9**).



- Justification vis-à-vis des déformations (**Article 5.10**).
- Sollicitations normales (**Article 7.4.3.1**).

### III-6-1 Choix de méthode de calcul

Le choix des méthodes de la méthode de calcul et de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Le règlement parasismique Algérien propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente,
2. La méthode d'analyse modale spectrale,
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### A) La méthode statique équivalente

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

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5 (**RPA 99 modifié 2003**) [11] avec une hauteur au plus égale à 65m en zone IIa, IIb et à 30m en zone III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes :
  - Zone I : Tous les groupes.
  - Zone II-a, II-b : Groupe d'usage 3

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

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

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

- Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Le bâtiment étudié présente une configuration régulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA 99 version 2003 (Art 4.1.2)** [11].



➤ Calcul de la force sismique totale

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

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ; ..... ) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$ .

■ Condition sur la hauteur

Site d'implantation : S2

Groupe d'usage : (groupe 2).

La hauteur totale :  $34.68 \text{ m} \leq 48 \text{ m}$  → (Condition vérifiée).

■ Régularité en plan

La structure présente une configuration symétrique dans les deux directions

La compacité de la forme du bâtiment :

$$L_x / L_y = \frac{14.62}{11.8} = 1,23 < 4 \quad \rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment :

Sens longitudinal :  $\frac{0.23}{14.62} = 0,015 < 0,25 \times 14.62 = 3.655$  → (Condition vérifiée).

Sens transversal : aucune partie considérée → (Condition vérifiée).

■ Régularité en élévation

Le système de contreventement, composé de poteaux, présente une continuité, permettant la transmission des charges directement aux fondations.

Les masses et les rigidités des différents niveaux restent constantes et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.



Toutefois au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc.... pourront ne pas respecter les règles  $b_3$  et  $b_4$  et être calculée conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

$$\frac{BM}{B} = \frac{11.05}{11.8} = 0.93 > 0.67 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Tous les critères sont vérifiés, notre structure est classée **régulière en élévation**.

De ce fait, notre bâtiment est classé **régulier**.

### ■ Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$

$V_t$  : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

$V$  : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

### ■ Calcul de la force sismique totale

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99 version 2003}).$$

$A=0.15$  : (coefficient d'accélération de zone :( **II-a, II-b, groupe 2**).

$R$  : coefficient de comportement global de la structure, il est donné en fonction du système de contreventement :

Portique mixte /voile avec interaction (point 4a):  **$R = 5$**

**$T_1 ; T_2$**  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA).

Site S2  $\rightarrow$   **$T_1= 0.15$  s et  $T_2= 0.4$  s**

$W$  : poids total de la structure.

**$W_t = 22279.04$  KN.**

### **Facteur de qualité (Q)**

Il est donné par ma formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  (formule (4-4) RPA 99 version 2003) [11].



Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1.1

**D : Facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(Art 4.2.3 RPA 99 version 2003)[11]}$$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D) et pour cela on doit calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenues par la formule donnée par l'article 4.2.4 du RPA 99 version 2003[11]

$$T = \min (C_T h_N^{(3/4)} ; 0,09h_N/\sqrt{D})$$

➤ **Dans le sens x-x**

- C<sub>T</sub> = 0.05 : contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé. **tableau 4.6 du RPA99 version 2003 [11].**
- h<sub>n</sub> = 34.68 m : hauteur totale de la structure.
- D<sub>x</sub> = 11,8 m : est la dimension mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.



$$\text{Temp} = \min(0.05 \times 34.68^{3/4}; 0.09 \times \frac{34.68}{\sqrt{11.8}}) \rightarrow \text{Temp} = \min(0.714\text{s}; 0.908\text{s})$$

$$\rightarrow \text{Temp} = 0.714 \text{ s}$$

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que : « les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% »

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée selon le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

### Calcul de T numérique

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{num}} = 1.3 T_{\text{emp}} = 0.9282 \text{ s} \\ T_{\text{analytique}} = 0.998661 \text{ s} \end{array} \right\} T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}} \rightarrow T = T_{\text{empirique}} = 0.9282 \text{ s}$$

### Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen

Qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure (T)

### Pourcentage d'amortissement critique $\xi$

On a :

Pour une structure mixte, il conviendra de prendre **une valeur intermédiaire** entre **7%** (système contreventé par portiques) et **10%** (système contreventé par voiles).

Soit :  $\xi = 8,5 \%$



**Facteur de correction d'amortissement**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} \rightarrow \eta = \mathbf{0,81} > 0,7 \quad (\text{Condition vérifiée, cette valeur est retenue}).$$

Donc:

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 = 0.4 \leq T = 0.9282 \leq 3s \quad \rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1.15}$$

➤ **Le sens y-y**

$$T_y = \min (CT h_N (3/4); 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

- CT=0.05
- $h_N = 34.68 \text{ m}$
- $D_y = 14.62 \text{ m}$

Donc :

$$T_y = \min (0.05 \times 34.68^{3/4}; 0.09 \times \frac{34.68}{\sqrt{14.62}})$$

$$T_y = \min (0.714 \text{ s}; \mathbf{0,816 \text{ s}})$$

$$T_{y \text{ emp}} = 0.714 \text{ s}$$

➤ **Calcul de T numérique**

$$T_{\text{num}} = 1.3 T_{\text{emp}} = 0.9282 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.939175 \text{ s (mode 2)}$$

$$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}} \rightarrow \mathbf{T = T_{\text{empirique}} = 0.9282 \text{ s}}$$

Donc:

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 = 0.4 \leq T = 0.9282 \leq 3 \text{ s}$$

$$\mathbf{D_y = 1.15}$$

$$\mathbf{D_x = 1.15}$$

**Finalement**



- Sens xx :  $V_x = \frac{0,15 \times 1,15 \times 1,10}{5} \times 22279,04 = 845,48 \text{ KN}$
- Sens yy :  $V_y = \frac{0,15 \times 1,15 \times 1,10}{5} \times 22279,04 = 845,48 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant à la base (obtenu par ETABS)

Sens xx :  $V_t = 829,70 \text{ KN}$

Sens yy :  $V_t = 924,96 \text{ KN}$

Vérification

Sens xx :  $V_t = 829,70 > 0,8 V = 676,384 \text{ KN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Sens yy :  $V_t = 924,96 > 0,8 V = 739,968 \text{ KN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

➤ Charges verticales reprises par les poteaux et les voiles

Tableau III.24 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Niveau	Charges (KN)			Pourcentages (%)	
	Totale	portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
11	1462.17	1189.356	272.805	81.13	18.65
10	3530.21	2821.081	709.129	79.92	20.08
09	5729.37	4559.398	1161.972	79.72	20.28
08	7984.22	6369.414	1614.806	79.77	20.22
07	10183.39	8115.75	2067.64	79.7	20.3
06	12439.93	9934.794	2505.136	79.87	20.13
05	14696.46	11753.828	2942.632	79.98	20.02
04	16953.00	13572.872	3380.128	80.01	19.99
03	19347.24	15533.618	3813.622	80.29	19.71
02	21739.48	17492.364	4247.116	80.29	19.53
01	24309.90	19601.785	4708.115	80.64	19.36
			<b>moyenne</b>		<b>19.84</b>



Le système de contreventement du bâtiment est le « 4a » (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles). Car, d'une part, les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et d'autre part, la hauteur de la structure dépasse les 33 mètres, donc cela nous permet de prendre pour le coefficient de comportement  $R=5$  (système mixte).

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**      **Art 7.4.3.1/ RPA 99 version 2003[11]**

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige autre vérification prescrite par le C.B.A. et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq \mathbf{0.30}$$

**$N_d$** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison

$$G + Q \pm E.$$

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

■ **Pour les poteaux de RDC à 2<sup>ème</sup> étage (55x45) cm<sup>2</sup>**      →       $N_d = 1393.34 \text{ KN}$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1393.34 \times 10^3}{550 \times 450 \times 25} = 0.22 \leq \mathbf{0.30} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

**Remarque**

La condition est vérifiée pour les poteaux de RDC donc il n'y a pas de risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

➤ **Nombre de modes à considérer**      **Art4.3.4 RPA99 version 2003[11]**

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



Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.998661	69.8144	0.0066	0.0000	69.8144	0.0066	0.0000	0.0074
	2	0.852422	0.0386	67.1303	0.0000	69.8531	67.1369	0.0000	94.7992
	3	0.812684	1.5505	2.8374	0.0000	71.4036	69.9743	0.0000	3.8309
	4	0.620515	0.0002	0.0001	0.0000	71.4037	69.9745	0.0000	0.0002
	5	0.620358	0.0000	0.1034	0.0000	71.4038	70.0779	0.0000	0.1054
	6	0.287988	14.1110	0.0015	0.0000	85.5147	70.0794	0.0000	0.0020
	7	0.234322	0.0001	16.2685	0.0000	85.5149	86.3479	0.0000	0.7965
	8	0.222028	1.6071	0.0183	0.0000	87.1220	86.3662	0.0000	0.0005
	9	0.210772	0.0001	0.0112	0.0000	87.1221	86.3774	0.0000	0.0001
	10	0.210523	0.0527	0.0005	0.0000	87.1747	86.3779	0.0000	0.0000
	11	0.141251	4.8472	0.0010	0.0000	92.0219	86.3789	0.0000	0.0003
	12	0.108701	0.0017	0.1426	0.0000	92.0237	86.5215	0.0000	0.0082
	13	0.108641	0.0061	0.0007	0.0000	92.0297	86.5221	0.0000	0.0001
▶	14	0.107369	0.0010	5.9579	0.0000	92.0307	92.4800	0.0000	0.3230
	15	0.100030	0.8371	0.0000	0.0000	92.8678	92.4800	0.0000	0.0003

Le nombre de modes à prendre en considération est de 14 modes, car c'est à ce mode que les 90% comme montré dans le tableau ci-dessus de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes (**Article 4.3.4 du RPA 99**) [11].

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$**       **Art 5.9 RPA 99 version 2003[11]**

Les effets de 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = (Pk \times \Delta k) / (Vk \times hk) \leq 0.1$$

Avec

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

$Vk$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$hk$  : Hauteur d'étage « k »



Tableau III.25 justification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$  :

niveau	Sens xx				Sens yy		
	P(KN)	$\Delta_k$	$Vk \times hk$	$\theta_x$	$\Delta_k$	$Vk \times hk$	$\theta_y$
11	1328.55	0.0065	364.293	0.023	0.007	432.3474	0.021
10	3216.50	0.0075	775.22	0.031	0.0075	896.1822	0.026
09	5232.13	0.0085	1125.65	0.039	0.0075	1271.82	0.030
08	7303.45	0.0095	1407.81	0.049	0.008	1580.979	0.036
07	9139.08	0.0095	1646.28	0.052	0.008	1856.0124	0.039
06	11392.08	0.010	1853.47	0.06	0.0085	2094.539	0.046
05	13465.09	0.010	2040.193	0.066	0.005	2296.927	0.029
04	15538.09	0.009	2211.278	0.063	0.010	2475.478	0.062
03	17748.79	0.008	2367.00	0.059	0.0065	2642.2794	0.043
02	19957.5	0.007	2485.42	0.056	0.0045	2772.66	0.032
01	22279.04	0.004	3385.176	0.026	0.003	2830.3776	0.023

**Remarque**

$$\theta_x; \theta_y < 0.1$$

Donc les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

➤ **Justification vis-à-vis des déformations** (Art 5.10 RPA 99 version 2003)[11]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = \delta_{ex}^k xR \quad \text{et} \quad \delta_y^k = \delta_{ey}^k xR$$



Avec :

R : Coefficient de comportement de la structure.

$\delta_{ex}^k$  : Déplacement absolu selon x du sous la combinaison **G+Q±E**

$\delta_{ey}^k$  : Déplacement absolu selon y sous la combinaison **G+Q±E**

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$$

Avec :

$\Delta_{kx}$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

$\Delta_{ky}$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}$  : Le déplacement relatif admissible.

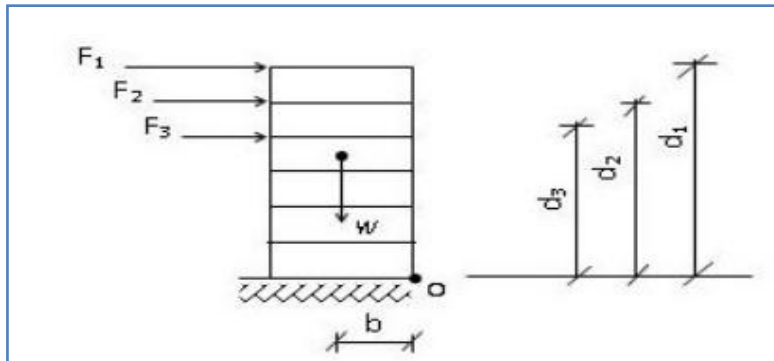
**Tableau III.26 vis-à-vis des déformations**

NIV	$\delta_{ex}^k$ (m)	$\delta_{ey}^k$ (m)	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	$\Delta_{kx}$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$\bar{\Delta}_k$	Observation
11	0.0184	0.0165	5	0.092	0.0825	0.0065	0.008	0.0306	Condition vérifié
10	0.0171	0.0149	5	0.0855	0.0745	0.0075	0.008	0.0306	Condition vérifié
09	0.0156	0.0133	5	0.078	0.0665	0.009	0.0085	0.0306	Condition vérifié
08	0.0138	0.0116	5	0.069	0.058	0.01	0.009	0.0306	Condition vérifié
07	0.0118	0.0098	5	0.059	0.049	0.0095	0.009	0.0306	Condition vérifié
06	0.0099	0.0080	5	0.0495	0.04	0.0105	0.0085	0.0306	Condition vérifié
05	0.0078	0.0063	5	0.039	0.0315	0.01	0.0085	0.0306	Condition vérifié
04	0.0058	0.0046	5	0.029	0.023	0.0095	0.008	0.0306	Condition vérifié
03	0.0039	0.003	5	0.0195	0.015	0.0085	0.007	0.0306	Condition vérifié
02	0.0022	0.0016	5	0.011	0.008	0.007	0.005	0.0306	Condition vérifié
01	0.0008	0.0006	5	0.004	0.003	0.004	0.003	0.0306	Condition vérifié



➤ **Vérification au renversement :** (RPA 99 version 2003 Art.5.5) [11]

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction de façon à avoir ( $M_s > M_r$ ) avec:



**$M_s$**  : moment stabilisant.

**$M_r$**  : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- $M_{\text{Renversement}} = M_{Ft/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$
- $M_{\text{Stabilisateur}} = M_{M/O} = W \times b$

$b$  : la distance au centre de gravité selon la direction XX et YY ( $X_g, Y_g$ )

Il faut vérifier que :  $M_s \geq 1.5 M_r$ .

**Tableau III.27 Vérification au renversement.**

	W(KN)	b(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr
<b>sens longitudinal</b>	21925.92	5.71	125197.00	18668.846	6.7
<b>Sens transversal</b>	21925.92	6.645	145697.73	19273.189	7.55

L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ).



**III-7 Proposition d'un 3<sup>ème</sup> système de contreventement**

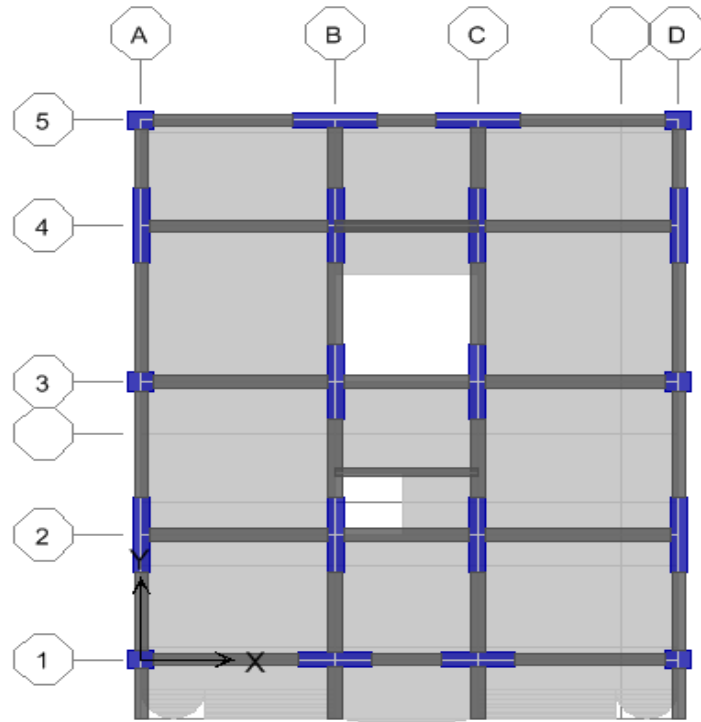


Figure III.15 Vue en plan du 3<sup>ème</sup> système

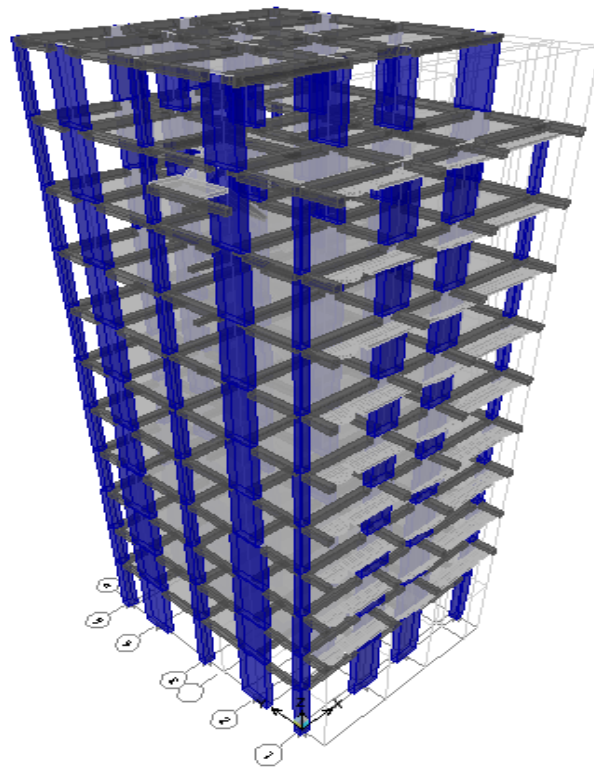


Figure III.16 Vue en 3D du 3<sup>ème</sup> système



Ce système se caractérise par les éléments suivants :

- Les éléments de ce système de contreventement sont composés uniquement d'éléments voiles ou éléments poteaux (aucune liaison entre ces deux éléments).
- Les sections de ce système de contreventement sont disposées symétriquement.

### III.7.1 Résultats du 3<sup>ème</sup> système de contreventement

#### III-7-1-1 Efforts internes dans les éléments structuraux

##### A) Efforts internes dans les poutres

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ( $1.35G + 1.5Q$ ) et l'ELS ( $G+Q$ ) ainsi que les combinaisons d'actions sismiques ( $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$ ).

##### ➤ Poutres principales

**Tableau III.28 Efforts internes dans les poutres principales de 3<sup>ème</sup> système**

Combinaison	3 <sup>ème</sup> système		
	ELU	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée ( $M_t$ ) (KN.m)	36.935	39.65	39.13
Moment négatif en appui ( $M_{a\ sup}$ ) (KN.m)	-65.64	-47.37	-33.035
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	13.833	48.657	50.85
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	86.27	77.88	62.6

##### ➤ Poutres secondaires

**Tableau III.29 Efforts internes des poutres secondaires de 3<sup>ème</sup> système**

Combinaison	3 <sup>ème</sup> système		
	ELU	G+Q±E	0.8G±E
Moment max en travée (KN.m)	13.836	23.38	21.855
Moment négatif en appui (KN.m)	-16.272	-9.792	-18.144
Moment positif en appui ( $M_{a\ inf}$ ) (KN.m)	13.46	33.55	34.803
Effort tranchant max (KN)	29.29	38.65	37.14



B) Efforts internes dans les poteauxTableau III.30 Efforts internes des poteaux pour le 3<sup>ème</sup> système de contreventement

section	sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Type	A <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>sup</sub> [cm <sup>2</sup> ]
55X45	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1473.9	9.195	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1473.9	19.85		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1.77	4.589	0.8G± E	0.25	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1.01	0.574		0	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-566.56	34.829	G+Q±E	0	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-930.79	91.116		0	0
45X35	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-968.28	-0.718	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-968.28	18.55		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-122.77	16.772	0.8G± E	0	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-122.77	11.799		0	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-341.78	31.677	0.8G± E	0	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-402.8	42.468	G+Q±E	0	0
40X30	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-555.79	-1.082	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-555.79	16.766		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-59.01	12.023	0.8G± E	0.02	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-59.01	9.77		0.11	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-206.07	23.819	0.8G± E	0	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-203.06	28.931	G+Q±E	0	0
35X25	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-183.45	-1.732	ELU	0	0
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-183.45	12.906		0	0
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-7.72	9.085	0.8G± E	0.72	0
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-7.72	7.102		0.54	0
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-77.63	15.47	0.8G± E	0.36	0
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-61.09	22.314	G+Q±E	1.21	0



Autres forme de poteaux	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-2320.31	-0.745	ELU	0	0
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-2320.31	36.987		0	0
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-22.78	19.241	0.8G±E	0	0
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-22.78	19.31		0	0
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-1094.29	87.65	G+Q±E	0	0
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-829.63	1142.116		5.71	0

**Remarque :**

Le ferrailage des différentes sections des poteaux est calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC.

**C) Efforts internes dans les voiles (éléments verticaux) :**

3 <sup>ème</sup> système			
Combinaison	ELU	G+Q±E	0.8G±E
Effort normal max de compression	-2320.31	-1665.14	-1126.03
Effort normal max de traction	0	0	0
Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	37.073	87.65	82.076
Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	26.29	148.92	151.74
Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	68.296	1130.653	1142.116
Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	27.27	57.23	53.64



**III-7-1-2 Calcul des déplacements latéraux inter-étages****Tableau III.31 Déplacements absolus et relatifs de la structure de 3<sup>ème</sup> système**

NIV	$\delta_{ex}^k$ (m)	$\delta_{ey}^k$ (m)	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	$\Delta_{kx}$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$\bar{\Delta}_k$	Observation
11	0.0254	0.0247	3.5	0.0889	0.08645	0.00315	0.00665	0.0306	Condition vérifié
10	0.0245	0.0228	3.5	0.08575	0.0798	0.00525	0.00735	0.0306	Condition vérifié
09	0.0230	0.0207	3.5	0.0805	0.07245	0.00665	0.0084	0.0306	Condition vérifié
08	0.0211	0.0183	3.5	0.07385	0.06405	0.0084	0.01455	0.0306	Condition vérifié
07	0.0187	0.0157	3.5	0.06545	0.0495	0.00945	0.00435	0.0306	Condition vérifié
06	0.0160	0.0129	3.5	0.056	0.04515	0.0105	0.01015	0.0306	Condition vérifié
05	0.0130	0.0100	3.5	0.0455	0.035	0.01085	0.0098	0.0306	Condition vérifié
04	0.0099	0.0072	3.5	0.03465	0.0252	0.01085	0.0084	0.0306	Condition vérifié
03	0.0068	0.0048	3.5	0.0238	0.0168	0.01015	0.0077	0.0306	Condition vérifié
02	0.0039	0.0026	3.5	0.01365	0.0091	0.0084	0.0056	0.0306	Condition vérifié
01	0.0015	0.001	3.5	0.00525	0.0035	0.00525	0.0035	0.0408	Condition vérifié

**Remarque**

- On constate que pour le 3<sup>ème</sup> système de contreventement la condition de l'article 4.43 du RPA version 2003[11] est vérifiée.
- Pour ce 3<sup>ème</sup> système de contreventement le coefficient de comportement peut être pris (R=3.5), car ce système de contreventement est constitué de portique auto-stable ayant des sections d'éléments verticaux dont l'une des deux dimensions est plus importante que l'autre ( $L \geq 4.e$ ) avec un remplissage en maçonnerie rigide (R=3.5).



**III-7-1-3 Étude dynamique****Tableau III.32** Caractéristiques dynamiques du 3<sup>ème</sup> système de contreventement

Mode	Période	facteur de participation massique			facteur de participation cumulé		Nature
		% masse X	% masse Y	% Rz	Cumul UX	Cumul UY	
Mode 1	1.342231	74.0045	0.2247	1.0591	74.0045	0.2247	translation
Mode 2	1.263439	0.3020	69.1434	0.628	74.3066	69.368	translation
Mode 3	1.115591	0.7916	0.5407	70.9243	75.0982	69.9087	torsion
Mode 4	0.620669	0.0000	0.0000	0.02	75.0982	69.9087	/
Mode 5	0.620588	0.0000	0.0286	0	75.0982	69.9374	/
Mode 6	0.414387	12.0037	0.0108	0.0611	87.1019	69.9481	/
Mode 7	0.370409	0.0182	14.2537	0.18	87.12	84.2018	/
Mode 8	0.340920	0.0615	0.2374	12.7444	87.1815	84.4392	/
Mode 9	0.211901	1.9805	0.0000	0.003	89.1619	84.4392	/
Mode10	0.210805	0.0002	0.0000	0	89.1621	84.4392	/
Mode11	0.208676	3.0926	0.0001	0.0047	92.2547	84.4393	/
Mode12	0.168300	0.0046	5.0299	0.8727	92.2594	89.4692	/
Mode13	0.164539	0.0109	1.0254	4.7479	92.2703	90.4946	

Pour le 3<sup>ème</sup> système de contreventement :

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation suivant y-y mobilise 74% de la masse sismique.
- Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration est une translation suivant x-x mobilise 69.314% de la masse sismique.
- Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration est une torsion.



La période propre de la structure est de 1.342231 S. Elle est légèrement plus élevée par rapport à celle du système mixte et en la comparant avec celle du système auto stable en remarque une diminution de l'ordre de 19.31%.

Le nombre de modes à prendre en considération est 13 modes, car c'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes, par contre pour le système mixte c'est au 13<sup>ème</sup> mode qui atteint les 90%. (Article 4.3.4 du RPA 99) [11].

### **III-8 Exploitation des résultats des trois types de systèmes de contreventement**

La comparaison entre les trois types de systèmes de contreventement s'effectue sur la base d'un système de bonification, des points allant de 1 à 3 sont attribués pour chaque système suivant les différents paramètres choisis.

La variante avec la caractéristique optimale aura 3 points, celle qui la suit 2 points et ainsi de suite jusqu'à 1 point pour le système ayant la caractéristique la plus médiocre.

Concernant les paramètres des efforts des éléments structuraux, uniquement le cas le plus défavorable fera l'objet de la comparaison suivant les différentes combinaisons.

Aussi dans le but de proposer un nouveau système de contreventement, les points récoltés par chaque système seront additionnés à la fin et celle qui aura récolté le plus grand nombre de points sera désignée comme variante qui a un bon comportement et aussi pour évaluer le comportement du 3<sup>ème</sup> système proposé.

Les paramètres considérés pour cette comparaison sont le comportement dynamique, les efforts internes ainsi que les déplacements absolus et relatifs.



**III-8-1 Comportement dynamique**

Tableau III.33 Comparaison des caractéristiques dynamiques

Mode	Structure Auto stable					Structure mixte					3 <sup>ème</sup> système de contreventement				
	Période	Facteur de participation massique		Facteur de participation cumulé		Période	Facteur de participation massique		Facteur de participation cumulé		Période	Facteur de participation massique		Facteur de participation cumulé	
		% masse X	% masse Y	Cumul UX	Cumul UY		%masse X	%masse Y	Cumul UX	Cumul UY		%masse X	%masse Y	Cumul UX	Cumul UY
Mode 1	1.663519	0.3608	71.3105	0.3608	71.3105	0.998661	69.8144	0.0066	69.8144	0.0066	1.342231	74.0045	0.2247	74.0045	0.2247
Mode 2	1.484304	68.2236	1.1263	68.5844	72.4369	0.852422	0.0386	67.1303	69.8531	67.1369	1.263439	0.3020	69.1434	74.3066	69.368
Mode 3	1.418498	9.2416	1.8373	77.8260	74.2741	0.812684	1.5505	2.8374	71.4036	69.9743	1.115591	0.7916	0.5407	75.0982	69.9087
Mode 4	0.621685	0.0004	0.3083	77.8264	74.5824	0.620515	0.0002	0.0001	71.4037	69.9745	0.620669	0.0000	0.0000	75.0982	69.9087
Mode 5	0.620889	0.0001	0.0012	77.8265	74.5837	0.620358	0.0000	0.1034	71.4038	70.0779	0.620588	0.0000	0.0286	75.0982	69.9374
Mode 6	0.57656	0.0559	10.7532	77.8823	85.3369	0.287988	14.1110	0.0015	85.5147	70.0794	0.414387	12.0037	0.0108	87.1019	69.9481
Mode 7	0.510673	8.9652	0.2588	86.8475	85.5957	0.234322	0.0001	16.2685	85.5149	86.3479	0.370409	0.0182	14.2537	87.12	84.2018
Mode 8	0.493209	2.5367	0.2173	89.3842	85.8130	0.222028	1.6071	0.0183	87.1220	86.3662	0.340920	0.0615	0.2374	87.1815	84.4392
Mode 9	0.339973	0.0064	4.0834	89.3906	89.8965	0.210772	0.0001	0.0112	87.1221	86.3774	0.211901	1.9805	0.0000	89.1619	84.4392
Mode 10	0.300431	2.2835	0.0543	91.6741	89.9508	0.210523	0.0527	0.0005	87.1747	86.3779	0.210805	0.0002	0.0000	89.1621	84.4392
Mode 11	0.289707	1.8098	0.070	93.4840	89.9578	0.141251	4.8472	0.0010	92.0219	86.3789	0.208676	3.0926	0.0001	92.2547	84.4393
Mode 12	0.242536	0.0037	2.6129	93.4876	92.5707	0.108701	0.0017	0.1426	92.0237	86.5215	0.168300	0.0046	5.0299	92.2594	89.4692
Mode 13	/	/	/	/	/	0.108641	0.0061	0.0007	92.0297	86.5221	0.164539	0.0109	1.0254	92.2703	90.4946
Mode 14	/	/	/	/	/	0.107369	0.0010	5.9579	92.0307	92.4800					
Mode 15	/	/	/	/	/	0.100030	0.8371	0.0000	92.8678	92.4800					
points	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>3</b>			<b>3</b>	<b>2</b>	<b>1</b>			<b>2</b>	<b>3</b>	<b>2</b>		
Sommes			<b>5</b>					<b>6</b>					<b>7</b>		



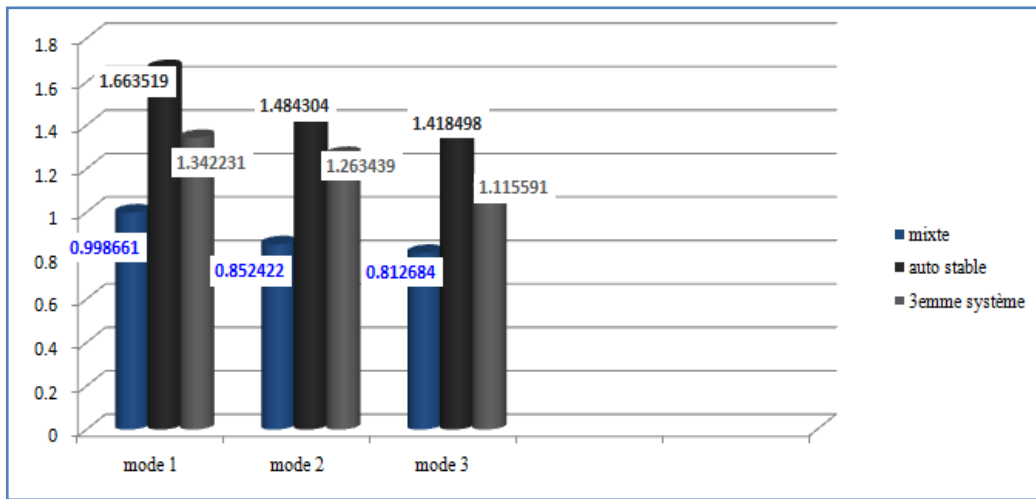


Figure III.17 périodes des 3 systèmes pour les 3 premiers modes.

On constate un comportement modale identique entre les trois systèmes de contreventement faisant objet de comparaison, par contre en terme de période la figure ci-dessus nous montre l'écart pour chaque mode de vibration.

### III.8.2 Déplacements relatifs et absolus

Tableau III.34 Comparaison des déplacements absolus inter-étages.

Niveau	mixte		Auto stable		3 <sup>ème</sup> système	
	$\delta_{ex}^k$ [m]	$\delta_{ev}^k$ [m]	$\delta_{ex}^k$ [m]	$\delta_{ev}^k$ [m]	$\delta_{ex}^k$ [m]	$\delta_{ev}^k$ [m]
11	0.0184	0.0165	0.0409	0.0450	0.0254	0.0247
10	0.0171	0.0149	0.0393	0.0435	0.0245	0.0228
9	0.0156	0.0133	0.0370	0.0410	0.0230	0.0207
8	0.0138	0.0116	0.0343	0.0377	0.0211	0.0183
7	0.0118	0.0098	0.0307	0.0335	0.0187	0.0157
6	0.0099	0.0080	0.0264	0.0284	0.0160	0.0129
5	0.0078	0.0063	0.0220	0.0235	0.0130	0.0100
4	0.0058	0.0046	0.0172	0.0180	0.0099	0.0072
3	0.0039	0.003	0.0121	0.0121	0.0068	0.0048
2	0.0022	0.0016	0.0075	0.0071	0.0039	0.0026
1	0.0008	0.0006	0.0032	0.0028	0.0015	0.001
points	33	33	11	11	22	22
<b>Somme des points</b>	66		22		44	



Tableau III.35 Comparaison des déplacements relatifs inter-étages.

Niveau	mixte		Auto stable		3ème système	
	$\Delta_{ex}[m]$	$\Delta_{ey}[m]$	$\Delta_{ex}[m]$	$\Delta_{ey}[m]$	$\Delta_{ex}[m]$	$\Delta_{ey}[m]$
11	0.0065	0.0056	0.0056	0.0053	0.00315	0.00665
10	0.0075	0.00805	0.00805	0.0087	0.00525	0.00735
9	0.009	0.00945	0.00945	0.0116	0.00665	0.0084
8	0.01	0.0126	0.0126	0.0147	0.0084	0.01455
7	0.0095	0.01505	0.01505	0.0178	0.00945	0.00435
6	0.0105	0.0154	0.0154	0.0172	0.0105	0.01015
5	0.01	0.0168	0.0168	0.0192	0.01085	0.0098
4	0.0095	0.0179	0.0179	0.0207	0.01085	0.0084
3	0.0085	0.0261	0.0261	0.0175	0.01015	0.0077
2	0.007	0.015	0.015	0.015	0.0084	0.0056
1	0.004	0.0112	0.0112	0.0098	0.00525	0.0035
Points	27	28	12	12	27	26
<b>Somme des points</b>	55		24		53	

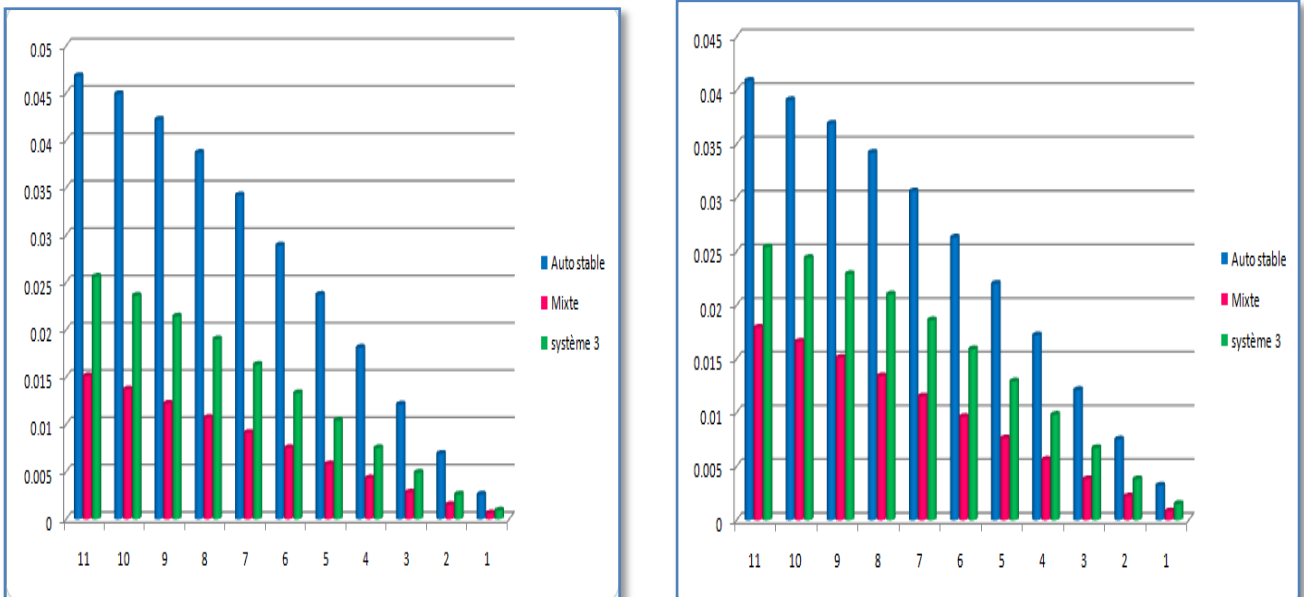


Figure III.18 Déplacements absolus inter-étages des 3 systèmes suivant XX et YY respectivement.

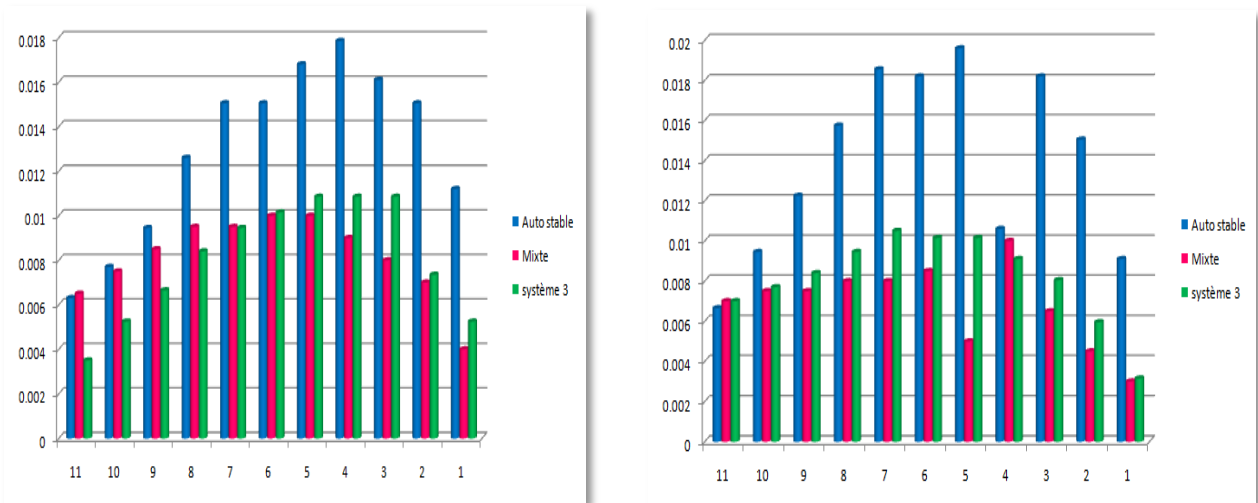


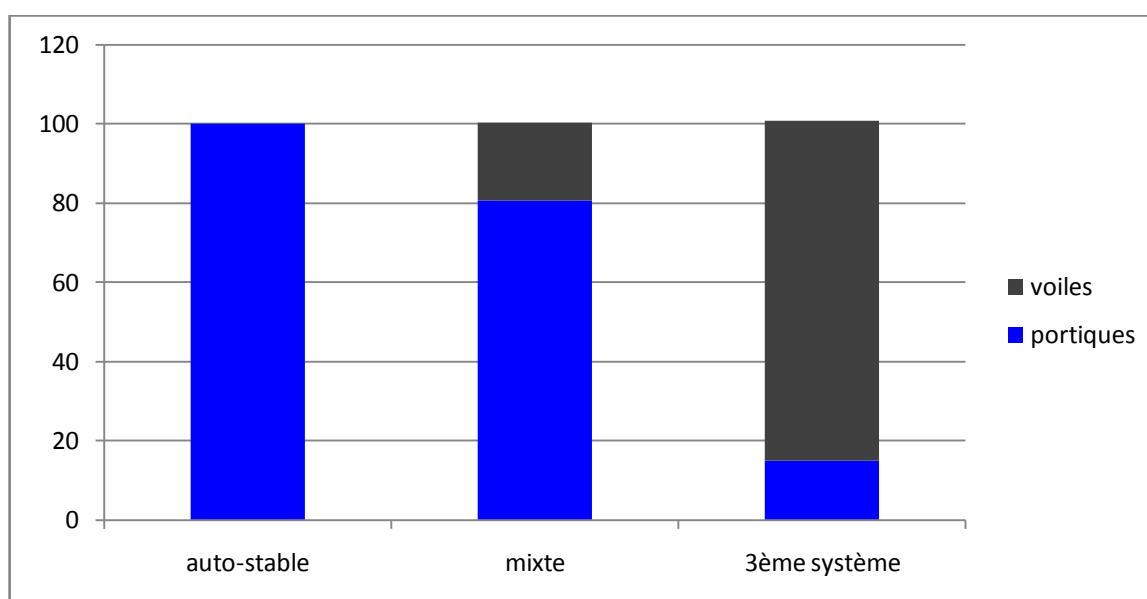
Figure III.19 Déplacements relatifs inter-étages des 3 systèmes suivant XX et YY respectivement.

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements les plus importants sont enregistrés pour la structure auto -stable, et ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99/version 2003 pour les trois systèmes de contreventement. Par contre on obtient pour les deux autres structures des résultats très proches entre eux , et que les déplacements relatifs pour les 5 derniers niveaux sont minimal dans le sens (x-x) pour le système 3 par rapport au système mixte et présentant une différence de 51%, 30% ,21.76%, 11.57%, 0.5% pour le 11<sup>ème</sup> ,10<sup>ème</sup> , 9<sup>ème</sup> , 8<sup>ème</sup> , 7<sup>ème</sup> étage respectivement.



**III.8.3 pourcentage des charges verticales reprise par les portique et voiles :****Tableau III.36** Comparaison du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles

	Auto-stable			mixte			Système 3		
	Portiques(%)	voiles	points	portiques	voiles	points	portiques	voiles	points
<b>Niveau 11</b>	100	/	1	81.13	18.65	2	16.56	83.46	3
<b>Niveau 10</b>	100	/	1	79.92	20.08	2	14.39	85.61	3
<b>Niveau 9</b>	100	/	1	79.72	20.28	2	18.81	81.19	3
<b>Niveau 8</b>	100	/	1	79.77	20.22	2	17.46	82.54	3
<b>Niveau 7</b>	100	/	1	79.7	20.3	2	17.46	87.14	3
<b>Niveau 6</b>	100	/	1	79.87	20.13	2	12.86	88.499	3
<b>Niveau 5</b>	100	/	1	79.98	20.02	2	11.501	88.69	3
<b>Niveau 4</b>	100	/	1	80.01	19.99	2	13.31	87.19	3
<b>Niveau 3</b>	100	/	1	80.29	19.71	2	12.00	88.00	3
<b>Niveau 2</b>	100	/	1	80.29	19.53	2	16.63	88.37	3
<b>Niveau 1</b>	100	/	1	80.64	19.36	2	13.3	83.70	3
<b>moyenne</b>	100	/	1	80.12	19.84	2	14.93	85.85	
<b>Points</b>		<b>11</b>			<b>22</b>			<b>33</b>	

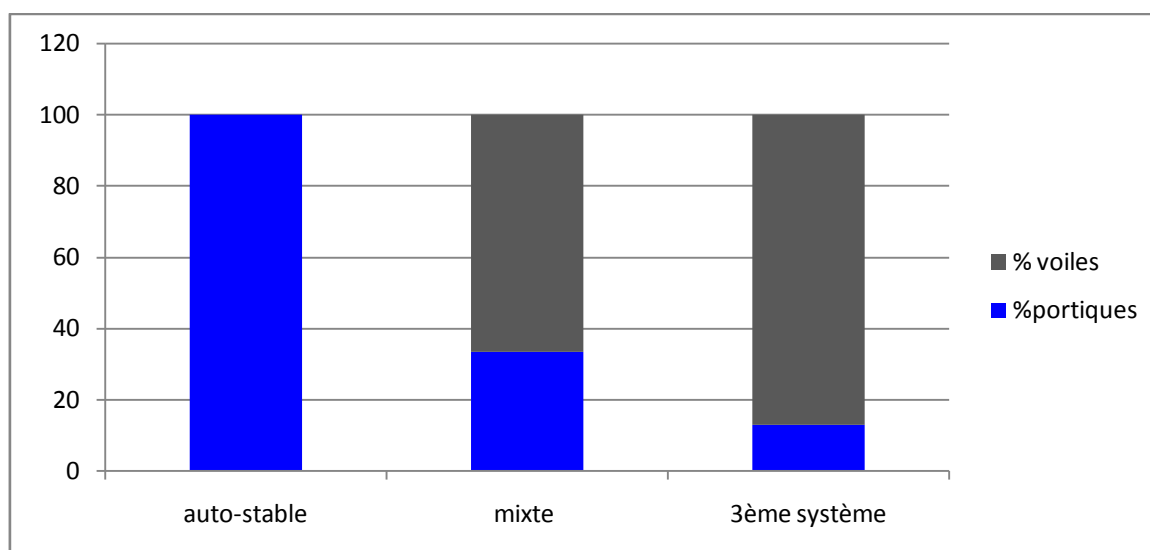
**Figure III.20** pourcentages des charges verticales reprise par les portiques et les voiles des 3 systèmes.

**III.8.4 Pourcentage de charges horizontales reprise par les portiques et voiles :**

● Suivant x-x :

**Tableau III.37** : Comparaison du pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles suivant x-x

	Auto-stable			mixte			Système 3		
	Portiques(%)	voiles	points	portiques	voiles	points	portiques	voiles	points
Niveau 11	100	/	1	15.59	84.41	2	11.81	88.19	3
Niveau 10	100	/	1	24.93	75.068	2	11.69	88.31	3
Niveau 9	100	/	1	30.9	69.1	2	11.19	88.81	3
Niveau 8	100	/	1	24.09	75.91	2	11.51	88.49	3
Niveau 7	100	/	1	33.75	66.25	2	14.76	85.24	3
Niveau 6	100	/	1	6.01	93.99	2	15.91	84.09	3
Niveau 5	100	/	1	33.77	66.23	2	15.68	84.32	3
Niveau 4	100	/	1	40.05	59.95	2	11.8	88.8	3
Niveau 3	100	/	1	47.958	52.042	2	13.79	86.21	3
Niveau 2	100	/	1	43.97	56.03	2	7.92	92.08	3
Niveau 1	100	/	1	66.62	33.38	2	16.93	83.07	3
Moyenne	100	/	1	33.42	66.57	2	12.99	87.05	3
Points	<b>11</b>			<b>22</b>			<b>33</b>		

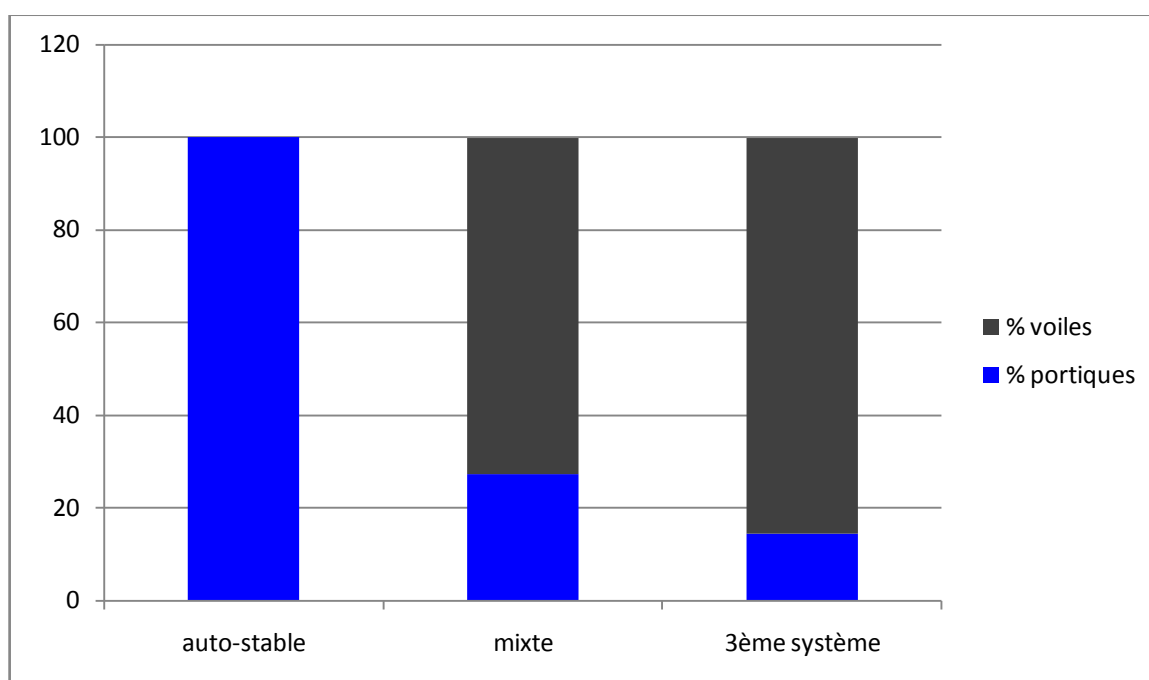


**Figure III.21** pourcentages des charges horizontales reprise par les portiques et voiles des 3 systèmes dans la direction x-x

● Suivant y-y

**Tableau III.38** : Comparaison de pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles suivant y-y

	Auto-stable			mixte			Système 3		
	Portiques(%)	voiles	points	portiques	voiles	points	portiques	voiles	points
Niveau 11	100	/	1	9.12	90.88	2	6.03	93.97	3
Niveau 10	100	/	1	19.38	80.62	2	8.16	91.84	3
Niveau 9	100	/	1	34.1	65.9	2	13.47	86.53	3
Niveau 8	100	/	1	20.58	79.42	2	9.75	90.25	3
Niveau 7	100	/	1	25.38	74.62	2	13.55	86.45	3
Niveau 6	100	/	1	29.57	70.43	2	16.07	83.93	3
Niveau 5	100	/	1	27.25	72.85	2	23.23	76.77	3
Niveau 4	100	/	1	28.01	71.99	2	13.76	86.24	3
Niveau 3	100	/	1	33.07	66.93	2	16.53	83.47	3
Niveau 2	100	/	1	37.67	62.33	2	18.7	81.3	3
Niveau 1	100	/	1	37.71	62.29	2	21.08	78.92	3
moyenne	100	/	1	27.44	72.56	2	14.57	85.42	3
Points	<b>11</b>			<b>22</b>			<b>33</b>		



**Figure III.22** pourcentages des charges horizontales reprise par les portiques et voiles des 3 systèmes dans la direction y-y.

◆ **Remarque :**

On remarque pour le système mixte, que les 25% de reprise des charges horizontales par les portiques exigés par le RPA 99/version 2003 sont atteintes, d'où le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (4.a).

Par contre pour le 3<sup>ème</sup> système, la condition indiquant que la totalité des charges horizontales sont reprise par les voiles n'est pas vérifiée, cela nous ne permet pas de le classer comme un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et cela malgré le fait que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, c'est pour cette raison qu'il y a lieu de le considérer comme une nouvelle proposition de système de contreventement.

**III.9- Efforts internes dans les éléments structuraux**

■ **Variation des efforts internes dans les poutres principales**

Tableau III.39 Comparaison des efforts internes dans les poutres principales.

		Combinaisons	Effort	Points	somme	
ELU	mixte	Moment maximal en travée (KN.m)	37.002	2	8	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	-49.805	2		
		Moment aux appuis positif (KN.m)	8.176	2		
		Effort tranchant max (KN)	81.26	2		
Auto stal	Auto stal	Moment maximal en travée (KN.m)	39.24	1	10	
		Moment aux appuis (KN.m)	-41.601	3		
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	4.131	3		
		Effort tranchant max (KN)	80.09	3		
Système	Système	Moment maximal en travée (KN.m)	36.935	3	6	
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-65.64	1		
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	13.833	1		
		Effort tranchant max (KN)	86.27	1		
0.8G±E	mixte	Moment maximal en travée (KN.m)	84.823	1	7	
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-56.638	2		
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	25.962	3		
		Effort tranchant max (KN)	125.37	1		
	Auto stal	Auto stal	Moment maximal en travée (KN.m)	77.817	2	6
			Moment aux appuis positif (KN.m)	-85.663	1	
			Moment aux appuis négatif (KN.m)	72.499	1	
			Effort tranchant max (KN)	83.02	2	
Système	Système	Moment maximal en travée (KN.m)	21.855	3	11	
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-18.144	3		
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	34.803	2		
		Effort tranchant max (KN)	37.14	3		

G+Q±E	mixte	Moment maximal en travée (KN.m)	84.76	1	7
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-66.364	2	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	25.484	3	
	Auto stal	Effort tranchant max (KN)	130.79	1	6
		Moment maximal en travée (KN.m)	78.828	2	
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-91.744	1	
	Système	Moment aux appuis négatif (KN.m)	70.064	1	11
		Effort tranchant max (KN)	90.88	2	
		Moment maximal en travée (KN.m)	39.65	3	
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-47.37	3	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	48.657	2	
	Effort tranchant max (KN)	77.88	3		

Il y a lieu de préciser que les poutres choisies dans le système mixte sont les poutres proches des voiles qui présentent des efforts nettement supérieurs que celles éloignées des voiles pour le système mixte.

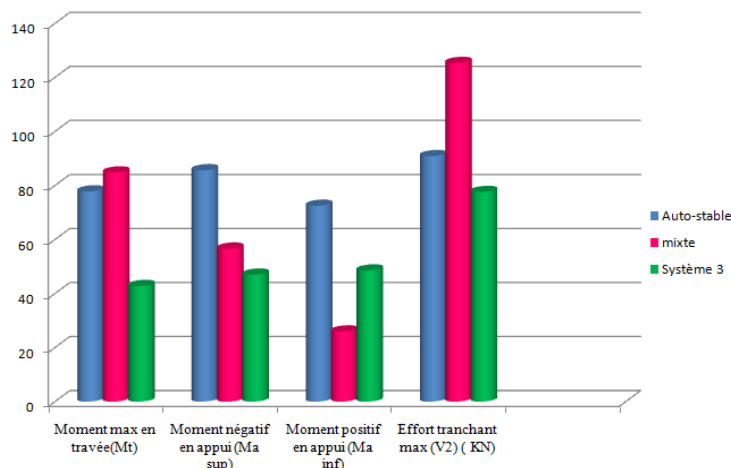
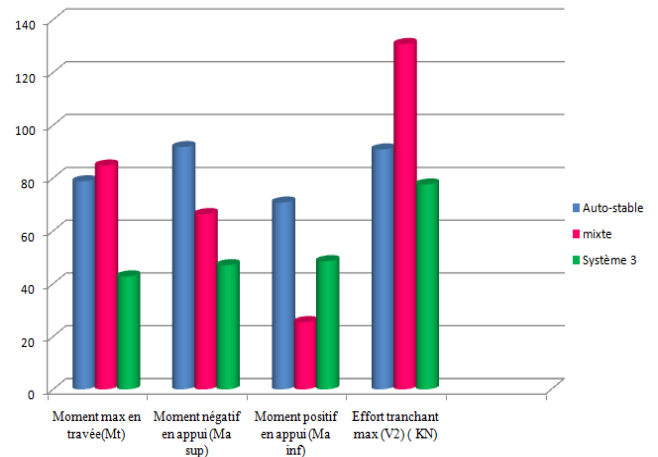
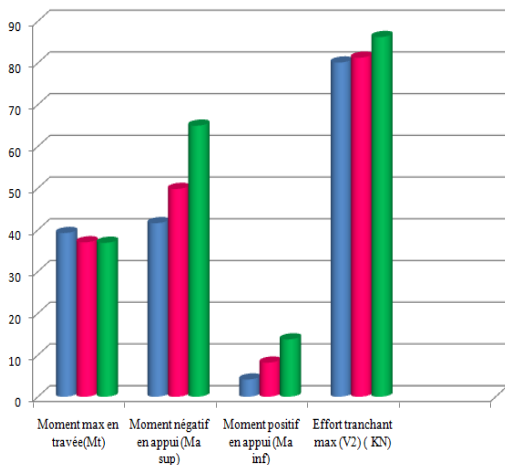


Figure III.23 Variations des efforts internes dans les poutres principales proches des voiles des trois systèmes L'ELU et sous  $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$  respectivement

À l'ELU, au niveau des poutres principales une légère augmentation des efforts internes a été remarquée pour le 3<sup>ème</sup> système par rapport au deux autres systèmes, par contre pour les deux autres combinaisons ( $0.8G \pm E$  et  $G + Q \pm E$ ), on remarque une diminution des efforts internes pour le 3<sup>ème</sup> système par rapport au système mixte et une légère augmentation par rapport au système auto- stable.

■ Variation des efforts internes dans les poutres secondaires :

Tableau III.40 Comparaison des efforts internes dans les poutres secondaires.

		Combinaisons	Effort	Points	somme
ELU	mixte	Moment maximal en travée (KN.m)	13.027	3	7
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	-28.362	1	
		Moment aux appuis positif (KN.m)	19.201	1	
		Effort tranchant max (KN)	29.44	2	
	Auto stal	Moment maximal en travée (KN.m)	14.233	1	7
		Moment aux appuis (KN.m)	-17.838	2	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	5.956	3	
		Effort tranchant max (KN)	33.5	1	
	Système	Moment maximal en travée (KN.m)	13.836	2	10
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-16.272	3	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	13.46	2	
		Effort tranchant max (KN)	29.29	3	
0.8G±E	mixte	Moment maximal en travée (KN.m)	20.47	3	10
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-43.034	2	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	19.071	3	
		Effort tranchant max (KN)	44.36	2	
	Auto stal	Moment maximal en travée (KN.m)	40.613	1	4
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-69.225	1	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	62.148	1	
		Effort tranchant max (KN)	75.15	1	
	Système	Moment maximal en travée (KN.m)	21.855	2	9
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-18.144	3	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	34.803	1	
		Effort tranchant max (KN)	37.14	3	
G+Q:	mixte	Moment maximal en travée (KN.m)	50.492	1	6
		Moment aux appuis positif (KN.m)	-47.286	2	
		Moment aux appuis négatif (KN.m)	50.796	2	
		Effort tranchant max (KN)	86.29	1	
		Moment maximal en travée (KN.m)	39.711	2	

Système	Moment aux appuis positif (KN.m)	-72.195	1	16
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	62.167	1	
	Effort tranchant max (KN)	75.15	2	
	Moment maximal en travée (KN.m)	23.38	3	
	Moment aux appuis positif (KN.m)	-9.792	3	
	Moment aux appuis négatif (KN.m)	33.55	3	
	Effort tranchant max (KN)	38.65	3	

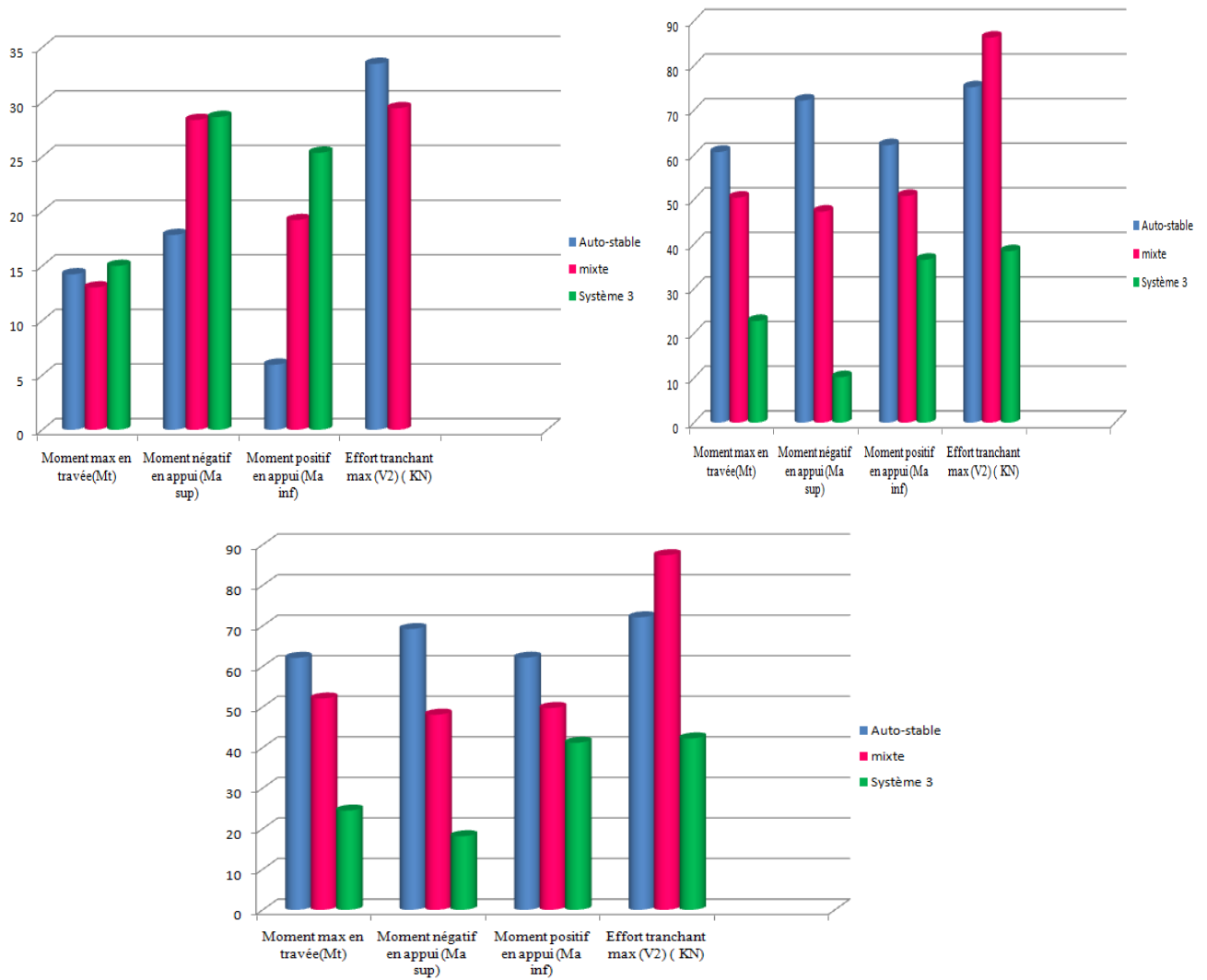


Figure III.24 : variations des efforts internes dans les poutres secondaires des 3 systèmes à L'ELU et sous G + Q ± E 0.8G ± E respectivement



■ Efforts interne dans les poteaux

Tableau III.41 Comparaison des efforts maximums dans les poteaux.

		Combinaisons	Effort	Points	somme
ELU	mixte	Effort normal max de compression	-1291.16	3	14
		Effort normal max de traction	0	/	
		Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	14.228	3	
		Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	20.32	3	
		Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	30.654	2	
	Auto stable	Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	4.68	3	10
		Effort normal max de compression	-1797.31	2	
		Effort normal max de traction	0	/	
		Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	20.1	2	
		Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	23.57	1	
	Système 3	Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	19.1654	3	6
		Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	13.29	2	
		Effort normal max de compression	-2320.31	1	
		Effort normal max de traction	0	/	
		Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	37.073	1	
0.8G±E	mixte	Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	26.29	2	16
		Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	68.296	1	
		Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	27.27	1	
		Effort normal max de compression	-1057.16	3	
		Effort normal max de traction	309.34	1	
	Auto stal	Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	26.092	3	10
		Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	25.46	3	
		Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	54.392	3	
		Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	14.16	3	
		Effort normal max de compression	-1269.17	1	
		Effort normal max de traction	162.28	2	
		Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	119.145	2	

G+Q±E	Système 3	Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	138.53	2	10	
		Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	215.4766	1		
		Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	55.94	2		
		Effort normal max de compression	-1126.03	2		
		Effort normal max de traction	0	3		
		Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	82.076	1		
	mixte	Système 3	Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	151.74	2	15
			Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	1142.116	1	
			Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	53.64	1	
			Effort normal max de compression	-1233.37	3	
			Effort normal max de traction	137.36	2	
			Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	28.156	3	
	Auto stable	Système 3	Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	26.91	3	11
			Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	61.637	1	
			Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	13.87	3	
			Effort normal max de compression	-1702.82	2	
			Effort normal max de traction	188.25	1	
			Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	143.357	2	
	Système 3	Système 3	Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	165.49	1	10
			Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	258.623	3	
			Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	69.03	2	
Effort normal max de compression			-1665.14	1		
Effort normal max de traction			0	3		
		Moment max ( $M_2$ ) (KN.m)	87.65	1		
		Effort tranchant max ( $V_2$ ) (KN)	148.92	2		
		Moment max ( $M_3$ ) (KN.m)	1130.653	2		
		Effort tranchant max ( $V_3$ ) (KN)	57.23	1		



➤ Comparaison de la section d'armature

Dans cette partie, on compare le ferrailage de la plus grande section des poteaux pour chaque système de contreventement :

**Tableau III.42** Comparaison du ferrailage des poteaux

L'effort	auto stable			mixte			3 <sup>ème</sup> système		
	combinaison	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>	combinaison	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>	combinaison	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>
N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	ELU	0	0	ELU	0	0	ELU	0	0
N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>		0	0		0	0		0	0
N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	G+Q±1.2E	2.73	1.92	0.8G±E	4.73	4.55	G+Q±E	0	0
N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>		5.82	0		5.12	4.16		0	0
M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	G+Q±1.2E	31.9	5.72	G+Q±E	0	0	G+Q±E	0	0
M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>		0	0		1.73	0		5.71	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on remarque que la section d'armature la plus grande est trouvée par le système auto stable, par contre pour le 3<sup>ème</sup> système qui a été proposé la section d'armature se situe entre les sections d'armatures trouvées pour les deux autres systèmes auxquels on fait état de comparaison.

Ce qui peut s'expliquer par le fait que les sections d'éléments verticaux composés uniquement d'éléments voiles ou éléments poteaux disposent d'une section transversale relativement importante par rapport à celle des sections d'éléments verticaux des deux autres systèmes, nous permettant ainsi la reprise de la majeure partie des efforts horizontaux engendrés par le séisme ainsi qu'une partie des efforts verticaux qui nous permettent d'éviter de faire lier les voiles aux poteaux.

Le tableau suivant nous donne le résumé de tous les résultats et permet de mieux apprécier les résultats trouvés jusque-là.

**III.10 Synthèse des résultats :****Tableau III.43 Récapitulatif des résultats obtenus**

	mixte	Auto stable	3 <sup>ème</sup> système
<b>Comportement dynamique</b>	6	5	7
<b>Effort PP proche des voiles</b>	22	22	28
<b>Effort PS proche des voiles</b>	23	17	35
<b>Efforts dans les poteaux</b>	45	31	26
<b>Déplacements absolus</b>	66	22	44
<b>Déplacements relatifs</b>	55	24	53
<b>Reprise des charges horizontales x-x</b>	22	11	33
<b>Reprise des charges horizontales y-y</b>	22	11	33
<b>Somme</b>	261	143	259

À partir de l'étude comparative effectuée pour les trois systèmes, le système mixte apparaît comme étant celui qui donne un très bon comportement par rapport aux deux autres systèmes

Et pour ce qui concerne le 3<sup>ème</sup> système proposé, on remarque aussi qu'il a un bon comportement. Les résultats obtenus sont très proche du système mixte, ce système se distingue par les éléments suivants :

- Un excellent comportement dynamique (mieux que le système mixte)
- Une Légère augmentation des déplacements inter étages par rapport au système mixte.
- Des efforts internes dans les éléments structuraux (poutres principales) relativement réduits.
- Les voiles reprennent pratiquement la totalité des charges horizontales et verticales.

**Conclusion**

Après avoir étudié le comportement des 3 systèmes de contreventement avec l'analyse linéaire, on constate que :

La comparaison entre les deux structures auto stable et mixte nous a montré que :

Le système de contreventement mixte en portiques et voiles est nettement plus approprié en zone sismique que le contreventement auto stable. Il présente un excellent comportement sous l'action des tremblements de terre comme la facilité de dissipation d'énergie induite par l'action sismique, notamment, grâce aux particularités suivantes :



- Améliore le comportement des structures sous séisme (diminution de la période propre et résistance à la torsion d'axe vertical).
- En reprenant la majeure partie des charges horizontales engendrées par le séisme, il permet une diminution considérable des efforts internes dans les éléments structuraux (poteaux et poutres).

Les structures contreventées par portiques auto-stables sont les plus touchées par le séisme

Et dans la 2<sup>ème</sup> partie de ce chapitre, dans lequel on a fait une comparaison entre les 3 systèmes de contreventement par l'utilisation d'un système de bonification sur la base de plusieurs critères, qui ont été pris de sort à tirer le système qui présente un meilleur comportement dynamique ainsi que des efforts internes réduit. Cette étude nous a permis d'évaluer le comportement de 3<sup>ème</sup> système de contreventement dans lequel on constate ce qui suit :

- Un excellent comportement dynamique (mieux que le système mixte).
- Une légère augmentation des déplacements inter étages par rapport au système mixte.
- Des efforts internes dans les éléments structuraux (poutres principales) relativement réduits.
- Presque la totalité des charges horizontales sont reprise par les voiles donc la condition exigée par le RPA 99/2003 ne nous permet pas de le classé comme un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, et cela malgré le fait que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales, et ce qui nous permet de le considérer comme une nouvelle proposition de système de contreventement.



## **Chapitre IV**

**Etude comparative entre les différents systèmes  
par l'analyse statique non linéaire**

## IV.1 Introduction

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par l'analyse linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour s'approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique.

Pour cette raison notre étude comparative sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire « PUSH OVER ». La méthode d'analyse « PUSH OVER » est une méthode permettant 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 [4].

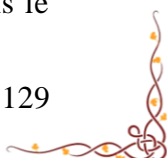
Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à de sévères séismes. Ceci dit, l'évaluation des performances sismiques des structures devrait mettre en considération le comportement non linéaire. Par conséquent, une procédure d'analyse non linéaire doit être utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures. Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer la performance sismique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse en poussée progressive « PUSH OVER » semble être la plus utilisée en raison de sa simplicité [8].

## IV.2 Principe d'application de la méthode PUSH OVER

L'analyse en poussée progressive « PUSH OVER » est une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, croissant de façon monotone de zéro jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

Pour ce faire, nous utiliserons le logiciel « **ETABS version 9.7.0** ». La courbe de capacité de la structure ( $V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$ ) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure (cette étape est déjà faite dans le chapitre précédent).



- Vérification et ferrailage de la structure.
- Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (PUSH OVER).
- Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

### IV.3 Ferrailage des éléments de la structure

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts internes dans la superstructure vers les fondations. Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et les poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques, et cela suivant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet : le code de calcul en béton armé aux états limites **BAEL91 [16]** et le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003 [11]**.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$  → À l'ELU.
- $G+Q+E$  → RPA99 version 2003.
- $0,8G \pm E$  → RPA99 version 2003.
- $G+Q+1.2E$  → RPA99 version 2003 (pour les structures auto-stables)

#### VI.3.1 Ferrailage des poteaux

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Après avoir effectué les vérifications préconisées par les règlements (**RPA 2003, BAEL 91**), les éléments de la structure sont ferrillés comme suit :



Tableau IV.1 Ferrailage des poteaux suivant le sens longitudinale et transversale

Section	Sollicitation	N (kn)	M (kn.m)	Type de combinaison correspondante	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>	A <sub>min</sub>	Section totale adopté
55X45	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1797.31	11.795	ELU	0	0	19.8	<b>8HA14+4HA16 = 20.35</b>
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1797.31	1.113		0	0		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	188.25	6.88	G+Q±1.2E	2.78	1.92		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	188.25	56.551		5.82	0		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-835.45	143.357	G+Q±1.2E	0	0		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	179.59	216.597		15	5.72		
45X35	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1237.38	-0.273	ELU	0	0	16.2	<b>6HA14+4HA16 = 17.277</b>
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1237.38	-15.713		0	0		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-167.77	22.257	0.8G± E	0	0		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-167.77	16.831		0	0		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-618.58	79.596	G+Q±1.2E	0	0		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-600.11	102.478		1.58	0		
40X30	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-747.45	-0.301	ELU	0	0	9.6	<b>8HA14 = 12.31</b>
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-747.45	-16.097		0	0		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-97.44	-0.566	0.8G± E	0	0		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-97.44	28.626		1.4	0		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-403.22	59.064	G+Q±1.2E	0.91	0		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-360.8	74.274		3.09	0		
35X25	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-279.71	1.645	ELU	0	0	6	<b>8HA12 = 9.04</b>
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-279.71	11.05		0	0		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-20.04	-17.506	0.8G± E	0	0		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-20.04	18.334		1.82	0		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-163.03	27.363	G+Q±1.2E	1.43	0		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-91.14	34.7		2.91	0		



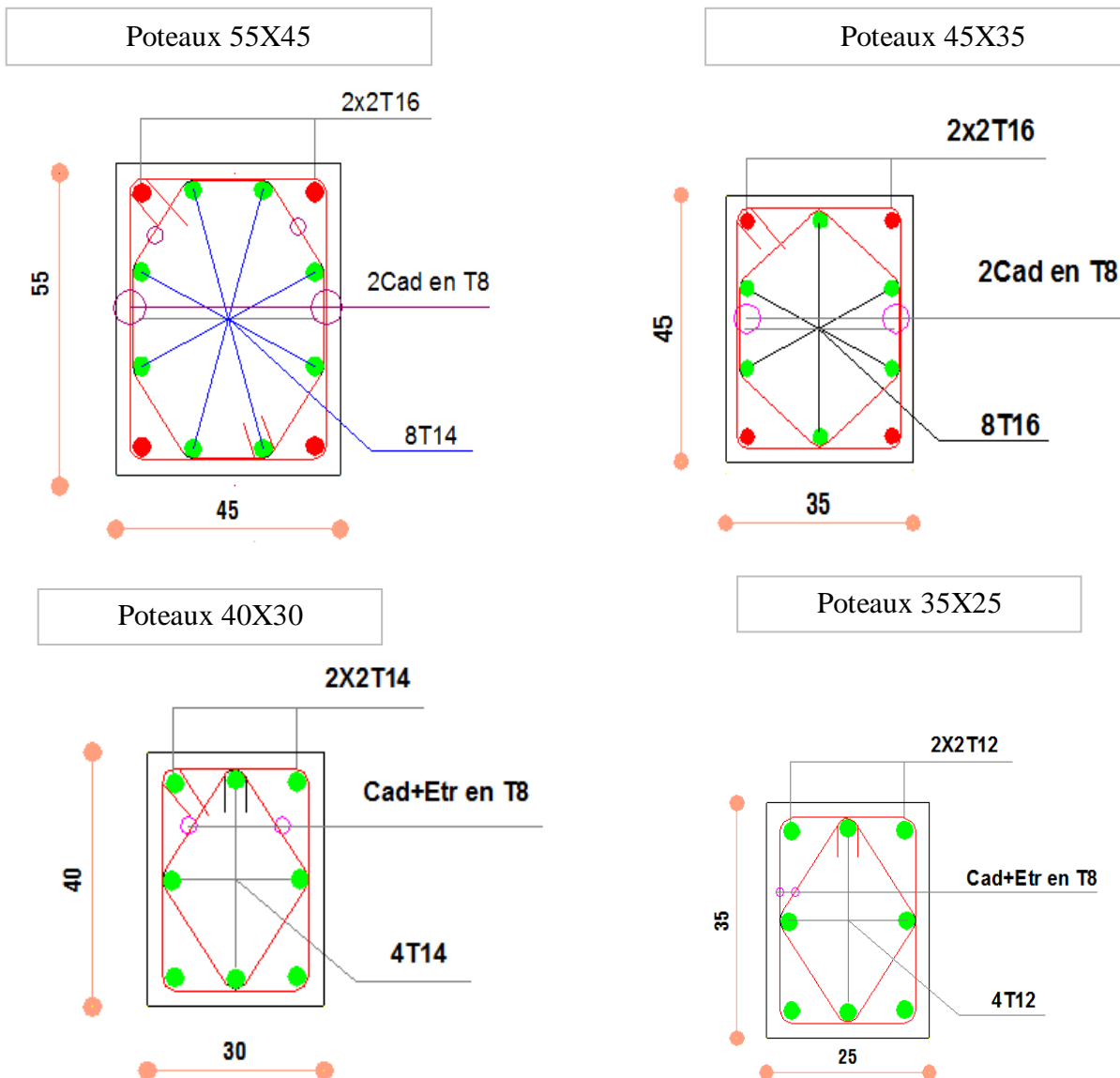


Figure IV.1 Ferrailage des poteaux

◆ **Remarque**

Les poteaux de la structure mixte seront ferrailés avec les mêmes sections que celle des poteaux de la structure auto stable.

**VI.3.2 Ferrailages des poutres**

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a)  $1.35G+1.5Q$

$G+Q$

b)  $G+Q+E$  → RPA99 version 2003 [11]



0.8G±E → RPA99 version 2003 [11]

Les recommandations du RPA99 version 2003 [11] pour le ferrailage des poutres :

**Les aciers longitudinaux**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre :

$A_{min} = 0.5\%(b.h)$ , en toute section

Poutre secondaires :  $A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

Poutres principale :  $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$

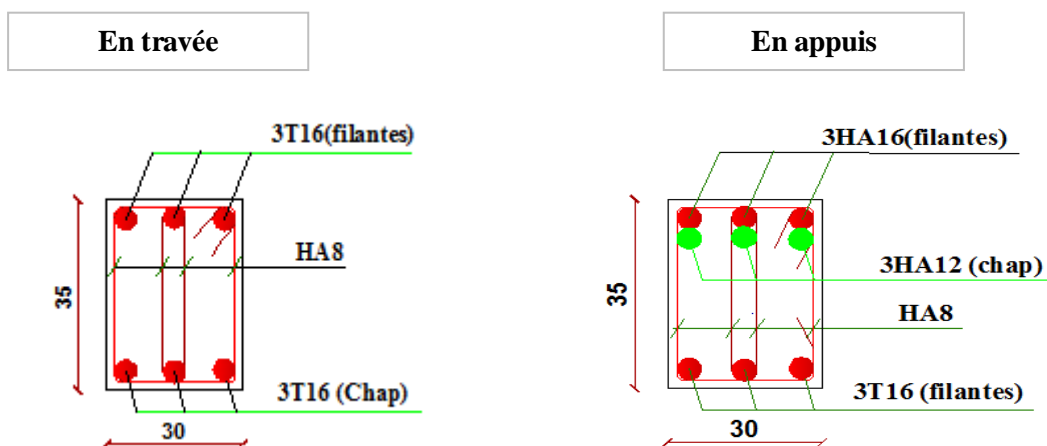
Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

**A) Structure auto-stable**

**Poutres principales**

**Tableau IV.2 Ferrailage des poutres principales pour la structure auto-stable**

Type de la poutre	Localistaion de l'effort	$M_{max}[KN]$	combinaison	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
P.P	Travée	39.24	G+Q±E	3.62	3HA16=6.03	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>sup</sub>	-91.744	G+Q±E	7.33	3HA12+3HA16=10.64	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>inf</sub>	72.499	0.8G±E	5.67	3HA16=6.03	Condition Vérifiée



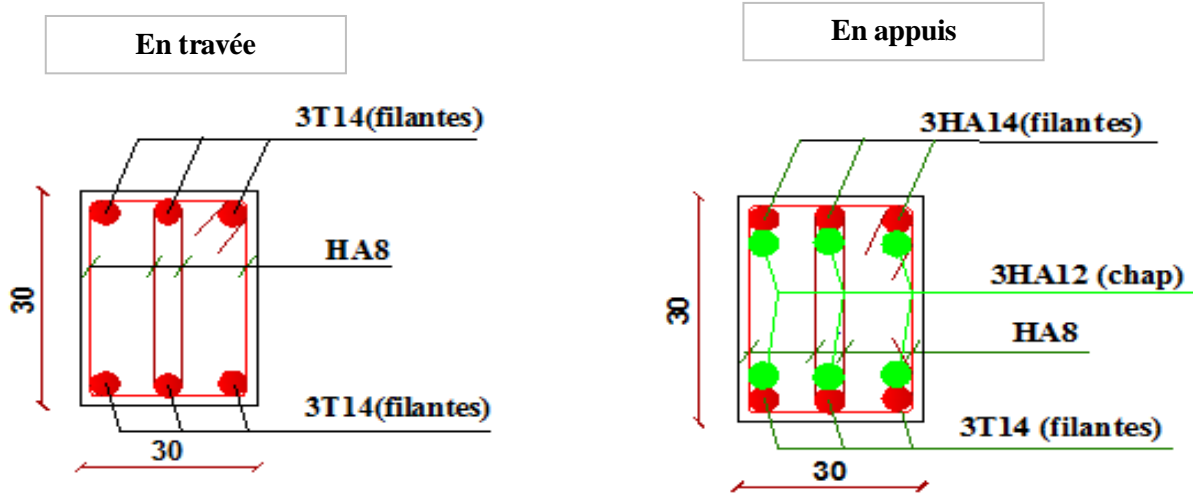
**Figure IV.2 Ferrailage des éléments poutres principales de la structure auto- stable**



**Poutres secondaires**

**Tableau IV.3 Ferrailage des poutres secondaires pour la structure auto-stable**

Type de la poutre	Localistaion de l'effort	$M_{max}[KN]$	combinaison	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
P.S	Travée	40.613	0.8G±E	3.86	3HA14=4.62	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>sup</sub>	-72.195	G+Q±E	7.15	3HA12+3HA14=8.01	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>inf</sub>	62.167	G+Q±E	6.07	3HA12+3HA14=8.01	Condition Vérifiée



**Figure IV.3 Ferrailage des poutres secondaires de la structure auto-stable**

**B) Structure mixte**

**Poutres principales**

**Tableau IV.4 Ferrailage des poutres principales pour la structure mixte**

Type de la poutre	Localistaion de l'effort	$M_{max}[KN]$	combinaison	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
P.S	Travée	84.823	0.8G±E	8.55	6HA14=9.23	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>sup</sub>	-66.364	G+Q±E	6.52	3HA12+3HA14=8.01	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>inf</sub>	25.962	0.8G±E	2.43	3HA14=4.62	Condition Vérifiée



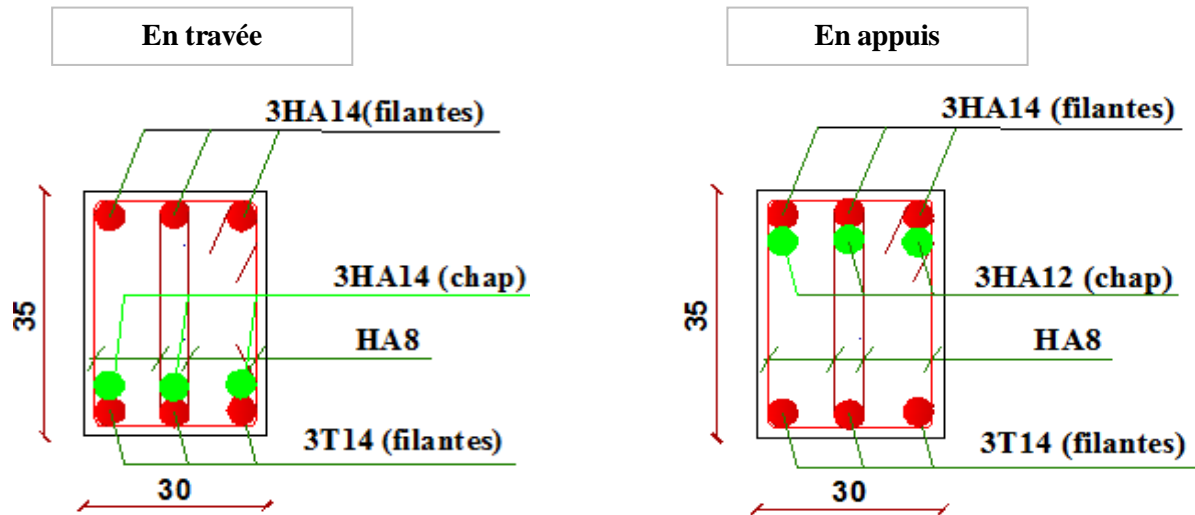


Figure IV.4 Ferrailage des poutres principales de la structure mixte

**Poutres secondaires**

**Tableau IV.5 Ferrailage des poutres secondaires pour la structure mixte**

Type de la poutre	Localistaion de l'effort	$M_{max}[KN]$	combinaison	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
P.P	Travée	13.538	0.8G±E	1.26	3HA12	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>inf</sub>	-48.107	G+Q±E	4.62	6HA12	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>sup</sub>	50.796	G+Q±E	4.89	6HA12	Condition Vérifiée

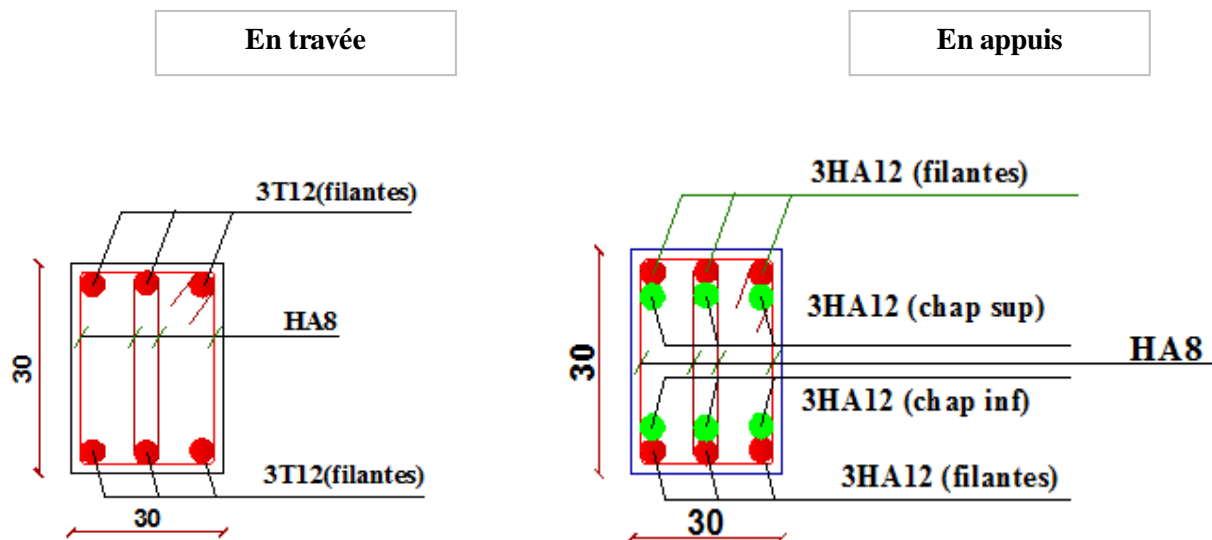


Figure IV.5 Ferrailage des poutres secondaires de la structure mixte

C) Structure contreventée par le 3<sup>ème</sup> système proposé

Poutres principales

Tableau IV.6 Ferrailage des poutres principales pour le 3<sup>ème</sup> système de contreventement

Type de la poutre	Localistaion de l'effort	M <sub>max</sub> [KN]	combinaison	A <sub>calculée</sub>	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub> <A <sub>adoptée</sub> <A <sub>max</sub>
P.P	Travée	39.65	G+Q±E	3.82	3HA14=4.62	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>sup</sub>	-47.37	G+Q±E	4.6	3HA14+3HA12=4.62	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>inf</sub>	48.657	0.8G±E	4.73	3HA14+3HA12=8.01	Condition Vérifiée

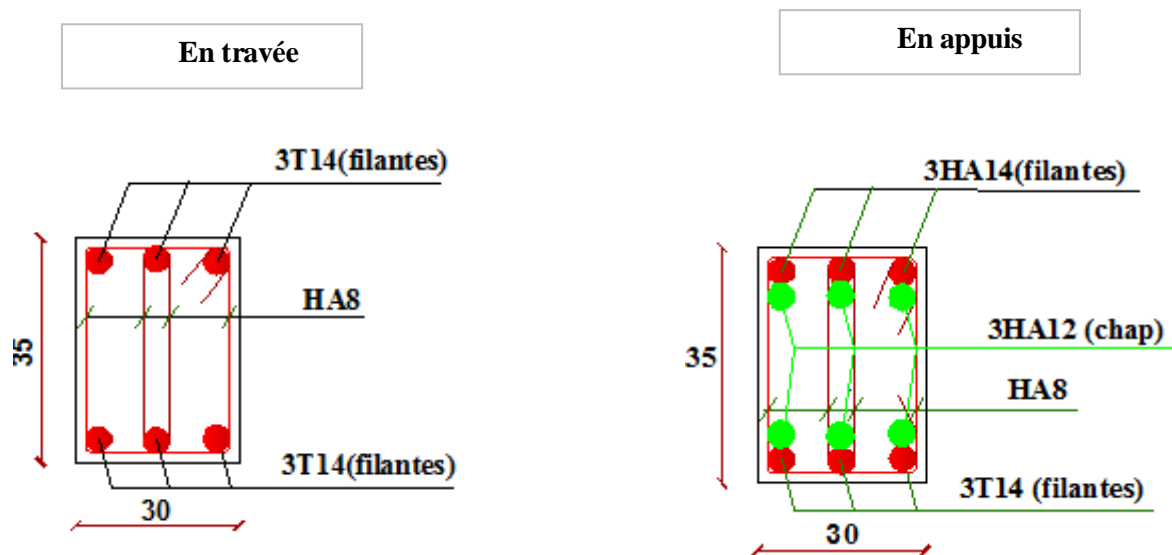
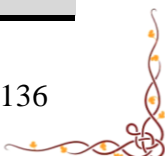


Figure IV.6 Ferrailage des poutres principales du 3<sup>ème</sup> système

Poutres secondaires

Tableau IV.7 Ferrailage des poutres secondaires pour le 3<sup>ème</sup> système.

Type de la poutre	Localistaion de l'effort	M <sub>max</sub> [KN]	combinaison	A <sub>calculée</sub>	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub> <A <sub>adoptée</sub> <A <sub>max</sub>
P.S	Travée	23.38	G+Q±E	2.18	3HA12=3.39	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>sup</sub>	-9.792	G+Q±E	0.9	3HA12=3.39	Condition Vérifiée
	Appuis <sub>inf</sub>	33.55	0.8G±E	3.16	3HA12=3.39	Condition Vérifiée



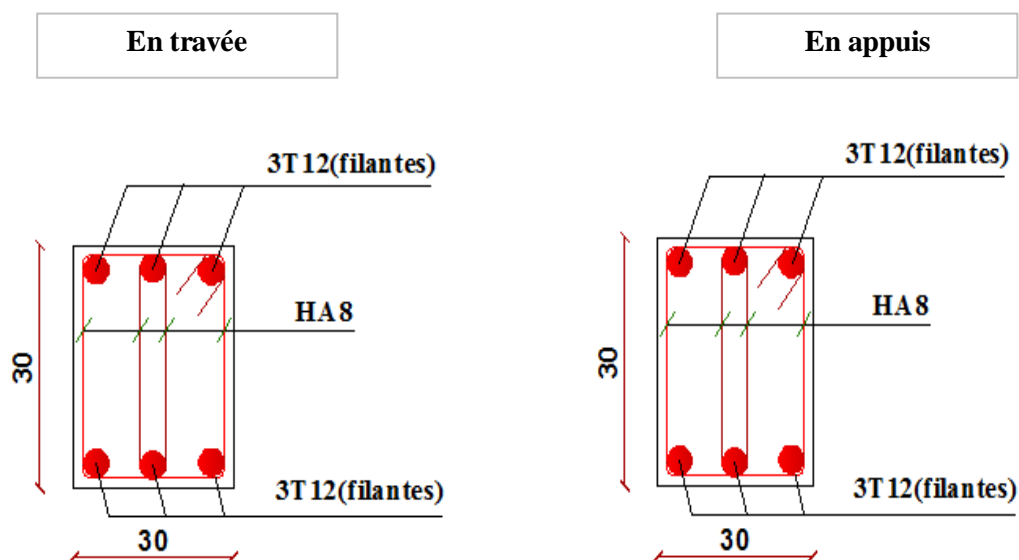


Figure IV.7 Ferrailage des poutres principales de 3<sup>ème</sup> système

◆ **Remarque**

Pour le ferrailage des poteaux de section (55x45 ; 45x35 ; 40x30 ; 35x25) on opte pour le même ferrailage que pour les deux premiers systèmes précédents.

◆ **Ferrailage des poteaux sous forme des voiles :**

Tableau IV.8 Ferrailage des poteaux sous forme de voile du 3<sup>ème</sup> système.

section	Amin	Section adopté
1.8X0.35	<b>50.4</b>	18HA20=72.38cm <sup>2</sup>
1.55X0.35	<b>43.4</b>	14HA20=43.98cm <sup>2</sup>
1.4X0.35	<b>36.4</b>	12HA20=37.68cm <sup>2</sup>



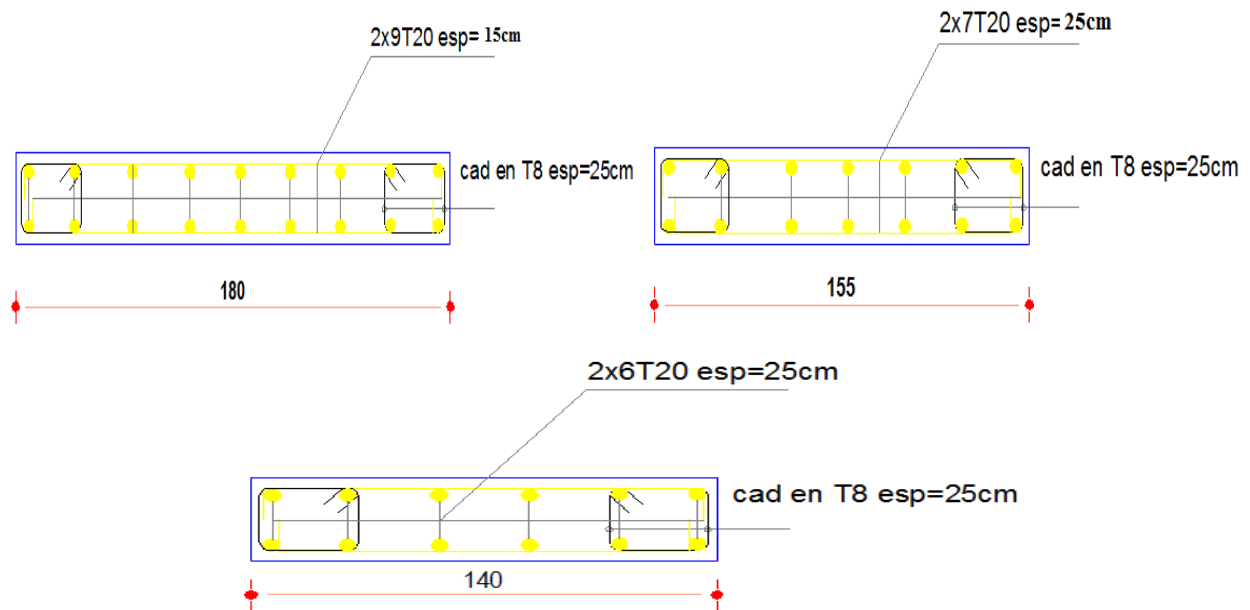


Figure IV.8 Ferrailage des poteaux sous forme de voile du 3<sup>ème</sup> système

#### IV.4 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres

Le comportement non linéaire des éléments poutres et poteaux est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. En effet ces rotules apparaissent l'une après l'autre, dans les points « faibles » de la structure (au droit des nœuds poteaux – poutres pour les structures en portiques auto-stables) et la plastification se produit d'une manière progressive [8].

Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement ou de rotation de l'élément, avant sa rupture. Ces paramètres sont fonction des caractéristiques de l'élément correspondant (résistance du matériau, section, ferrailage, ...). Les valeurs caractérisant les rotules plastiques définissent le mécanisme global de ruine de la structure [8].

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40** et **FEMA 273** pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation (Figure IV.8).



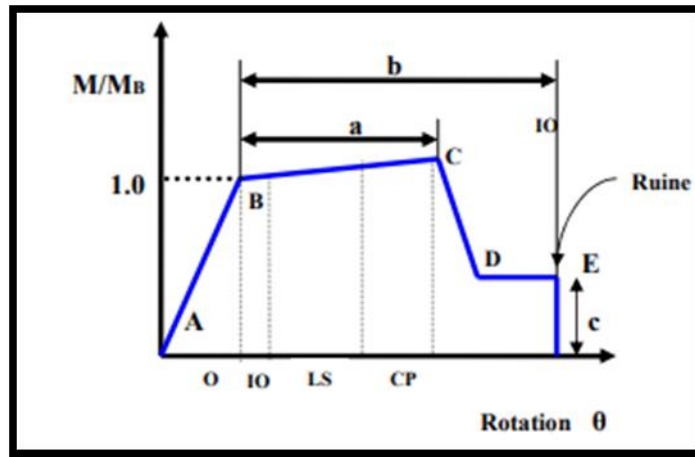


Figure IV.9 Loi de comportement simplifiée des règlements ATC40, FEMA 273 et 356 [14]

◆ **Remarque**

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section ou bien chute de résistance (sur le segment C-D). Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (point E) correspondant à la ruine de la section [14].

Le logiciel « ETABS » permet de définir les différents types de rotules et de les assigner dans les zones susceptibles de se plastifier au niveau des éléments structuraux.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques '**Plastic Hinge**' aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier : aux deux extrémités des éléments ; travaillant en flexion pour les poutres et par un couplage effort normal-moment pour les poteaux [7].

Des rotules de type moment (**M2 et M3**), cisaillement (**V2 et V3**), effort normal (**P**), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (**PMM**) [7].

Pour nos modèles de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut dans le logiciel comme suit :

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



Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut dans le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40** et **FEMA 273**. Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.

### A) Création des rotules de type V3

**Define** → **Frame nonlinear hinge** → **add new property**

La fenêtre suivante apparaît :

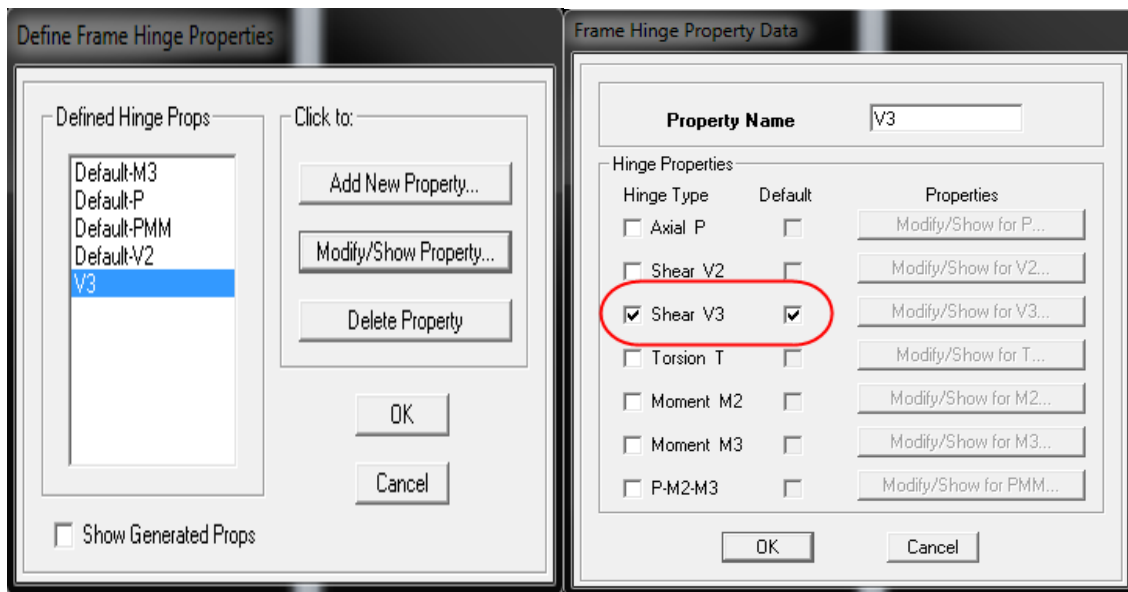


Figure IV.10 Création des rotules de type V3

### B) Introduction des rotules

#### Pour les poutres

Les rotules de flexion ‘**Default M3**’ et de cisaillement ‘**Default V2**’ sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

#### **Sélection des poutres Assign**

#### **Frame/Line Frame Non Linear Hinges.**

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure IV.9**), pour chaque de type de rotule choisie ‘**Hinge Property**’, on introduit dans la case ‘Relative Distance’ les valeurs des rapports **(0)** et **(1)** qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).



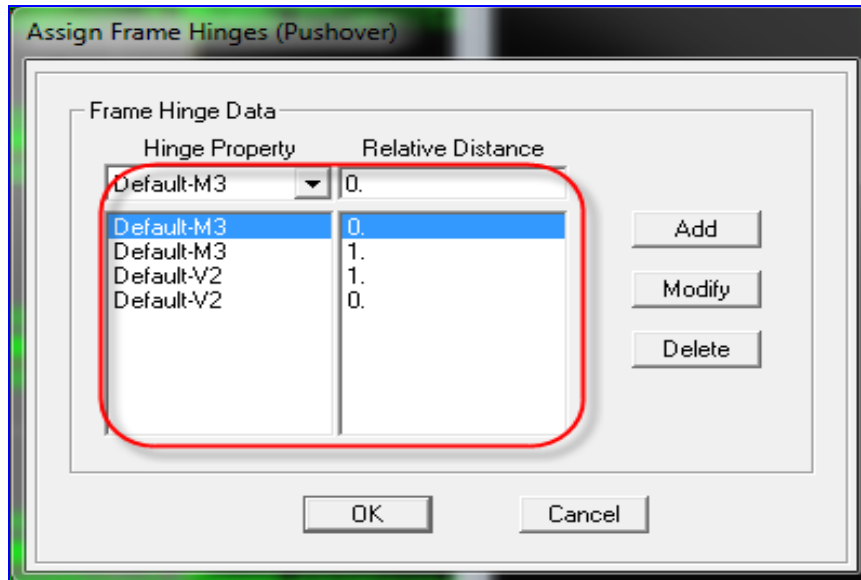


Figure IV.11 Introduction des rotules plastiques des poutres

**Pour les poteaux**

Pour ce qui est des **poteaux**, on introduit des rotules de cisaillement "V3" et "V2", et des rotules de type " **Default PMM**" qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment). Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.11), pour chaque de type de rotule choisie "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

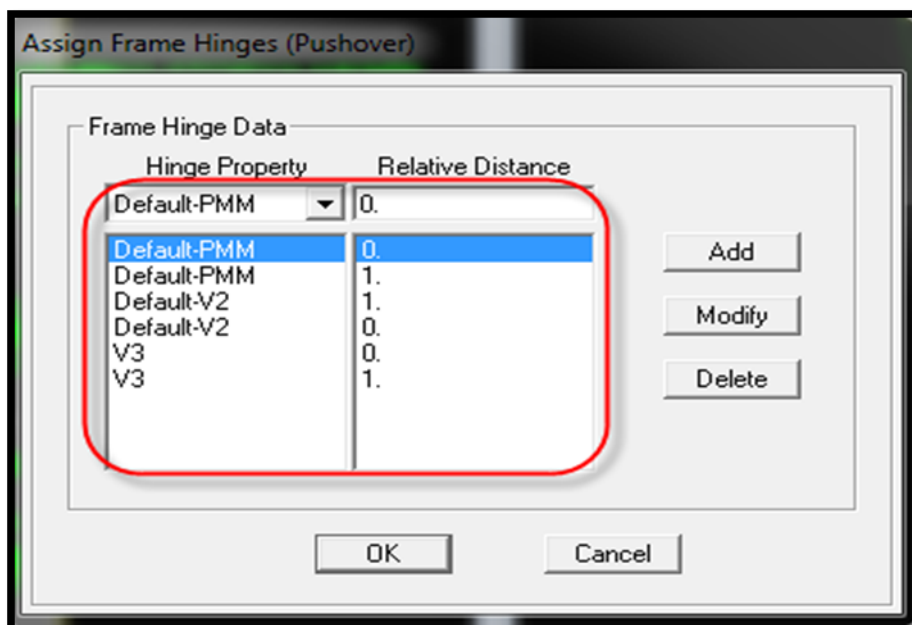


Figure IV.12 Introduction des rotules plastiques des poteaux



◆ Remarque

Les voiles seront modélisés comme des éléments « Shell » et seront étudiés dans le domaine élastique linéaire.

IV.5 Niveaux de dommages

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que des éléments de cette dernière vont avoir des fissurations qui vont apparaître, des instabilités, et rupture de certains de ses éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, s'ensuit souvent une perte de sa résistance. Lorsque la réponse d'une structure est dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront [26].

En effet, des niveaux de performance plus détaillés sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept. Dans l'ATC40 la vulnérabilité est évaluée pour les mêmes niveaux de performance que dans la méthode " **FEMA 356**", cette dernière définit quatre niveaux de performance et des états de dommage limites correspondants

Le règlement **FEMA 273** définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

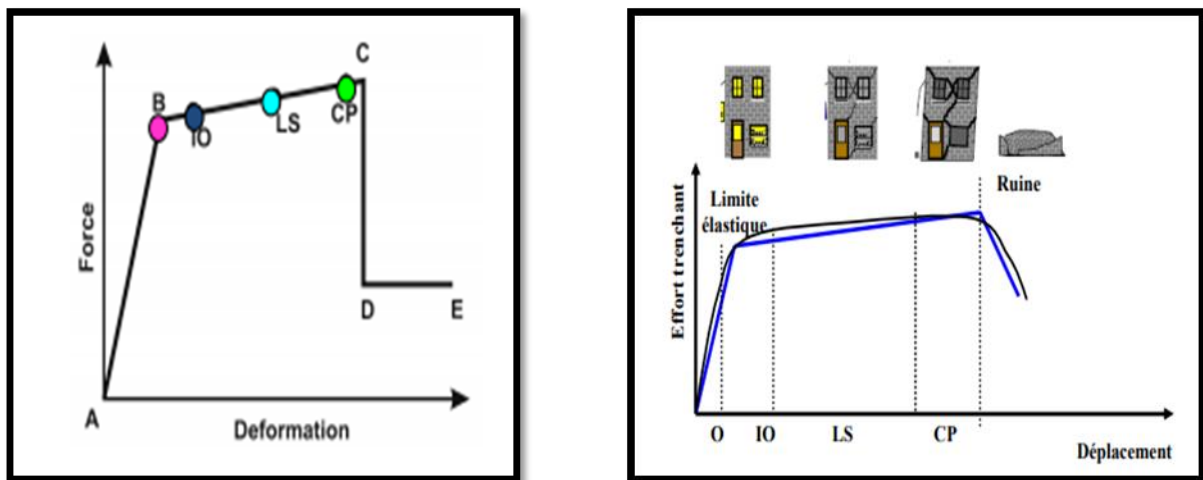


Figure IV.13 Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

Ces deux figures expliquent le comportement local et global d'une structure soumise aux poussées progressives (principe de la méthode PUSH OVER) décrivant le comportement dans le domaine élastique, puis post élastique et plastique jusqu'à la ruine.



■ **Opérationnel O**

Les fonctions du bâtiment restent opérationnelles, les dommages sont insignifiants.

■ **Au niveau IO (Immediate Occupancy)**

Les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

■ **Au niveau LS (Life Safety)**

La section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.

■ **Au niveau CP (Collapse Prévention),**

La section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (**IO, LS, CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant au règlement américain **Fema 273** [7].

#### **IV.6 Définition du chargement de l'analyse push over**

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse PUSH OVER.

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

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. [7]

En plus de l'analyse en mode “**Déplacement contrôlé**”, le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode “Force contrôlée”, ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : charges gravitaires).

##### **IV.6.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires**

Pour cela on clique sur : **Define Static Non Linear / Push Over Cases.**



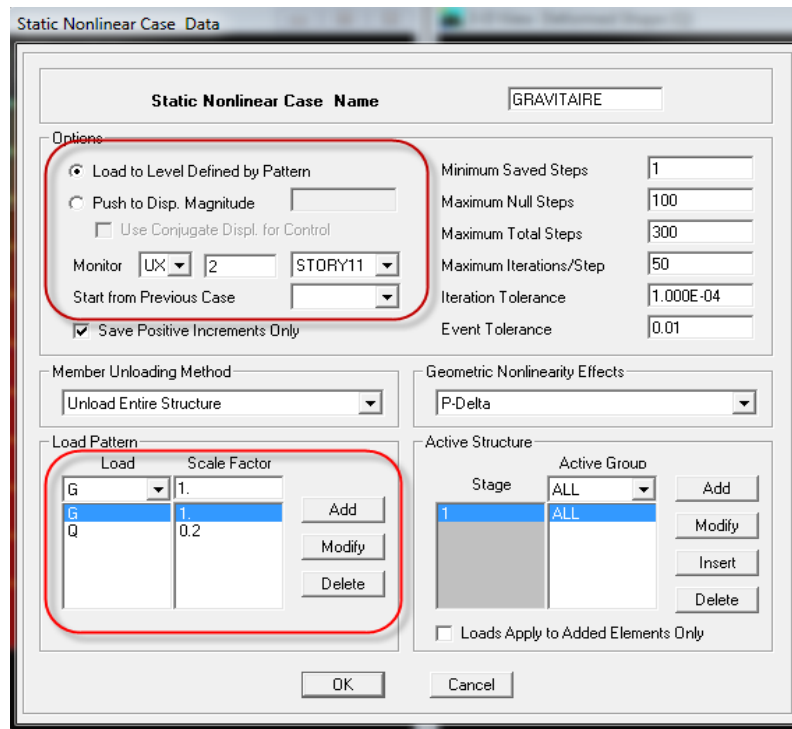


Figure IV.14 Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.

Dans la fenêtre qui apparaît **Figure IV.13** on introduit dans la case **Static Nonlinear Case Name** le nom du chargement "Gravitaires".

En cochant la case "Load to level defined by pattern", l'analyse sera effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement PUSH OVER introduit sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue "Load Pattern". Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 [11] pour la détermination des charges sismiques : **(G+0.2Q)**.

#### IV.6.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales

Les charges horizontales doivent être appliquées suivant une distribution verticale approchant celle des forces d'inertie de la structure pendant un événement sismique. Cependant, à cause du changement de la rigidité de la structure et de l'influence de ses différents modes propres de vibration pendant un séisme, la distribution des forces horizontales ne peut pas être clairement définie [26], car la méthode PUSH OVER est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique [7].

Il est recommandé d'effectuer les analyses en appliquant au moins deux distributions de charges latérales [7].



- Une **distribution uniforme** avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ( $S_j=m_j$ ).
- Une **distribution modale** avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique.

Dans notre cas, les structures étudiées sont : une structure une fois prise comme auto-stable et une autre fois prise comme mixte, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration. Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du mode fondamental.

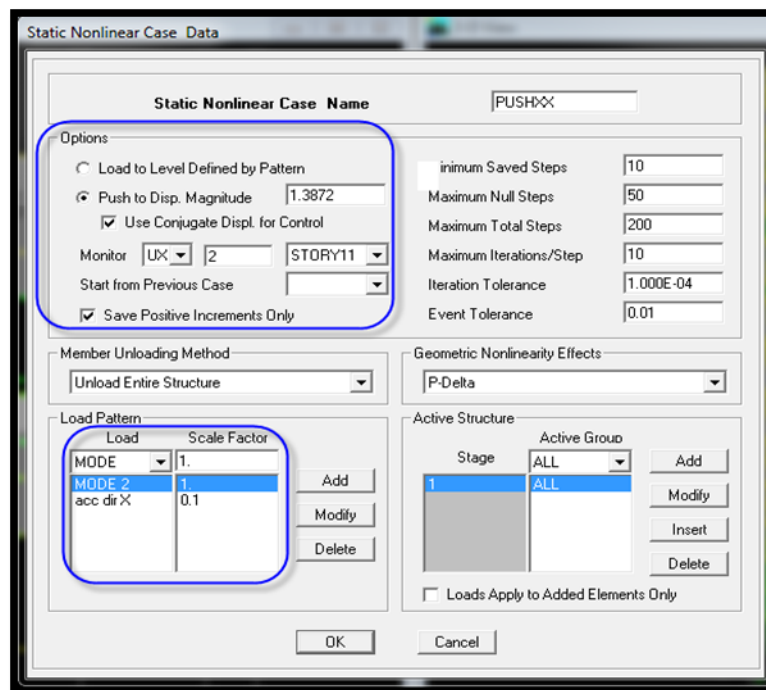


Figure IV.15 Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx)

En cochant la case “**Push To Displacement Magnitude**”, l'analyse est effectuée en mode “**Déplacement contrôlé**”, le nœud de contrôle est défini dans les cases “**Monitor**”, le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

$$D_{\text{cible}} = h/25$$

Quant au chargement PUSH OVER, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue “**Load Pattern**” en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction (x-x).



### IV.7 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 apparaît (Figure IV.11), on choisit le type de chargement PUSH OVER défini précédemment dans la case "Static Nonlinear Case".

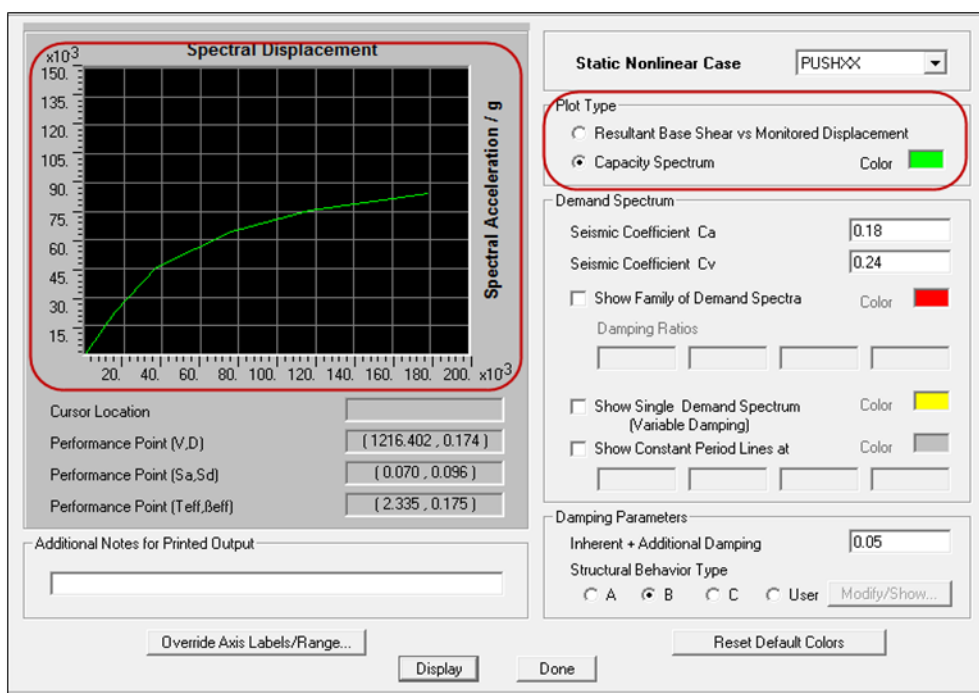


Figure IV.16 Résultats de la méthode push over et courbe de capacité de la structure autostable dans le format (Sa-Sd).

En cliquant sur "Capacity Spectrum", la courbe de capacité est donnée dans le format (Sa/g ; Sd), les résultats peuvent être exploités sous forme de tableau comme suit :

File → Display Tables



Step	Teff	βeff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)	Sa (D)	ALPHA	PF*φ
0	1.670	0.050	0.000	0.000	0.100	0.144	1.000	1.000
1	1.670	0.050	0.015	0.022	0.100	0.144	1.002	1.932
2	1.809	0.080	0.037	0.046	0.095	0.117	0.964	1.908
3	2.180	0.155	0.076	0.064	0.093	0.079	0.931	1.853
4	2.499	0.196	0.117	0.075	0.098	0.063	0.902	1.781
5	2.929	0.233	0.179	0.084	0.108	0.051	0.880	1.696

Figure IV.17 les valeurs de la courbe de capacité de type (Sa, Sd)

Et on refait les mêmes étapes pour extraire la courbe de capacité pour les autres systèmes

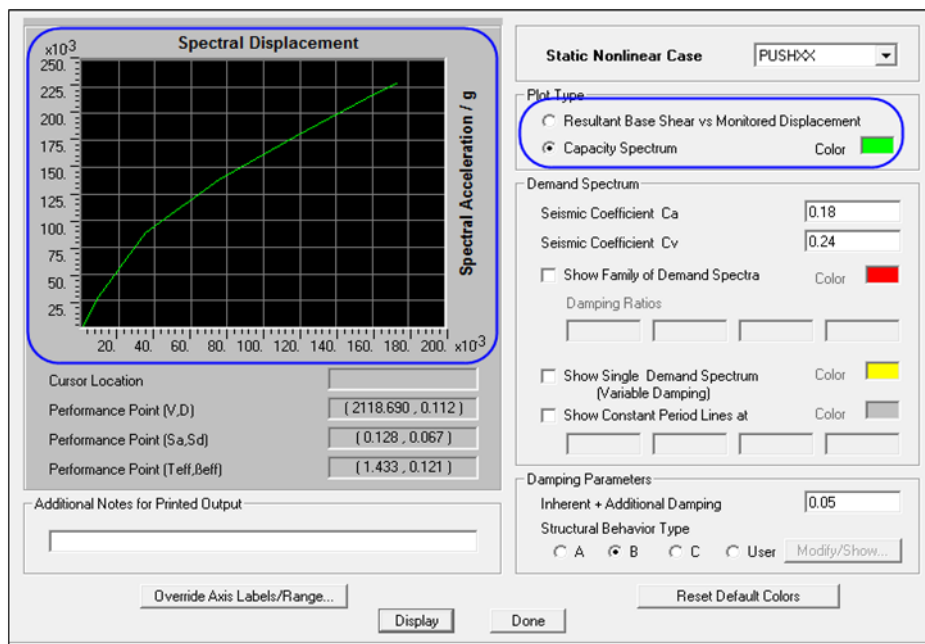


Figure IV.18 Résultats de la méthode PUSH OVER et courbe de capacité de la structure mixte dans le format (Sa-Sd)

Step	Teff	βeff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)	Sa (D)	ALPHA	PF*φ
0	1.139	0.050	0.000	0.000	0.068	0.211	1.000	1.000
1	1.139	0.050	9.129E-03	0.028	0.068	0.211	0.721	1.570
2	1.255	0.074	0.035	0.088	0.068	0.173	0.713	1.624
3	1.481	0.134	0.076	0.139	0.067	0.122	0.693	1.682
4	1.626	0.148	0.117	0.179	0.071	0.108	0.681	1.706
5	1.717	0.148	0.157	0.214	0.075	0.102	0.673	1.719
6	1.750	0.147	0.174	0.229	0.076	0.100	0.672	1.725

Figure IV.19 Les valeurs de la courbe de capacité de type (Sa, Sd) de la structure mixte

#### IV.8 Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La détermination du point de performance est faite à partir du logiciel ETABS en superposant la courbe de capacité au spectre élastique amorti à 5% en suivant la procédure B de l'ATC 40.

Le spectre élastique peut être déterminé avec les 2 coefficients  $C_a$  et  $C_v$  comme décrit dans l'ATC 40 :

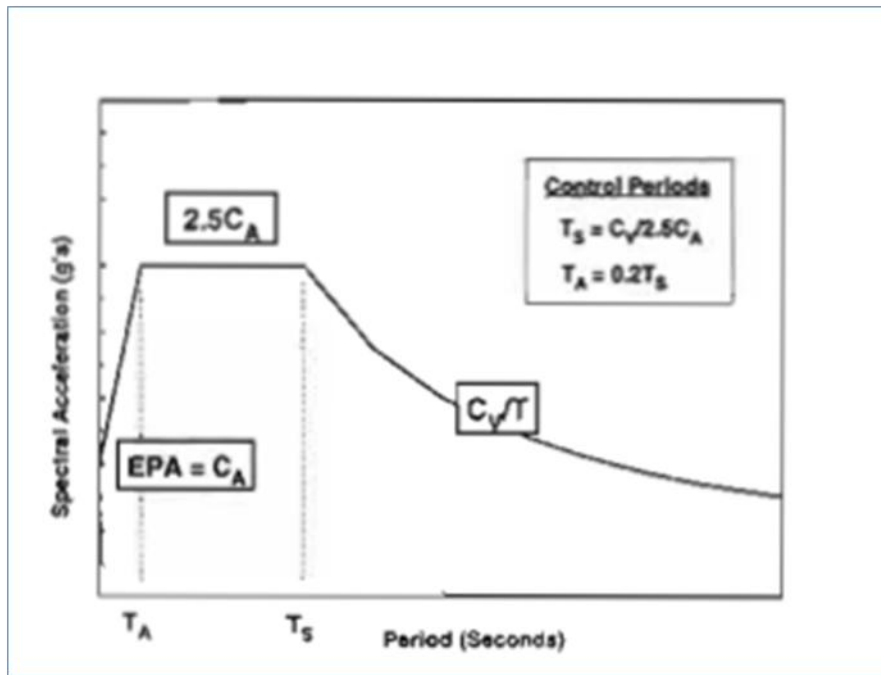


Figure IV.20 Représentation du spectre élastique amorti à 5%.

#### IV.9 Modélisation de l'action sismique et type de sol

L'action sismique et le type de sol sont modélisés par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement-accélération (format A-D). Ces spectres sont établis pour les zones sismiques, faible (Zone I), moyenne (Zones II) et élevée (Zone III) et pour des types de sol S1, S2, S3 et S4. Le tableau IV.8 présente les valeurs des coefficients de  $C_a$  et  $C_v$  qui caractérisent le type de sol et la zone sismique. Une corrélation peut être faite entre l'ATC 40 et le RPA 99/2003 pour trouver les valeurs de  $C_a$  et  $C_v$  que l'on peut trouver dans le tableau suivant :



Tableau IV.9 Valeurs de Ca et Cv caractérisant le type de sol et la zone sismique [27]

Classe de Sol	Zone Sismique	Coefficient d'accélération A	Ca	Cv
<b>S1</b> Site rocheux	<b>III</b>	0,25	0,25	0,25
	<b>II</b>	0,2	0,2	0,2
	<b>I</b>	0,1	0,1	0,1
<b>S2</b> Site ferme	<b>III</b>	0,25	0,29	0,38
	<b>II</b>	0,2	0,24	0,32
	<b>I</b>	0,1	0,14	0,19
<b>S3</b> Site meuble	<b>III</b>	0,25	0,32	0,47
	<b>II</b>	0,2	0,28	0,4
	<b>I</b>	0,1	0,17	0,25
<b>S4</b> Site très meuble	<b>III</b>	0,25	0,35	0,74
	<b>II</b>	0,2	0,34	0,64
	<b>I</b>	0,1	0,25	0,38

Dans notre cas les valeurs de Ca et Cv sont calculées en fonction du type de sol et de la zone sismique. On obtient les résultats suivants :

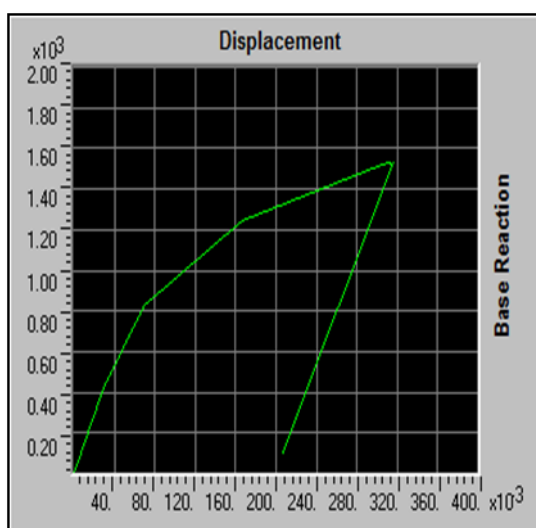
Ca = 0.18

Cv = 0.24

#### IV.10 Résultats de l'analyse PUSH OVER

##### IV.10.1 Courbes de capacités : ( $V_{base}$ , $D_{sommet}$ )

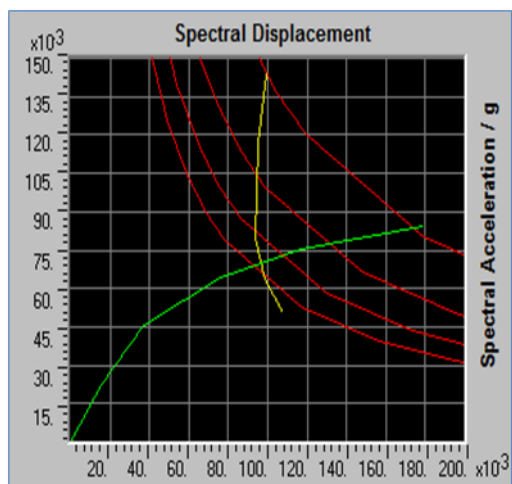
###### A) Système auto-stable



Step	Displacement	Base Force
0	0.0000	0.0000
1	0.0294	419.4657
2	0.0710	839.7585
3	0.1410	1142.6608
4	0.2083	1294.8079
5	0.3035	1407.8666
6	0.2022	35.3983

Figure IV.21 Courbe de capacité (V base - Sommet). De la structure auto-stable.

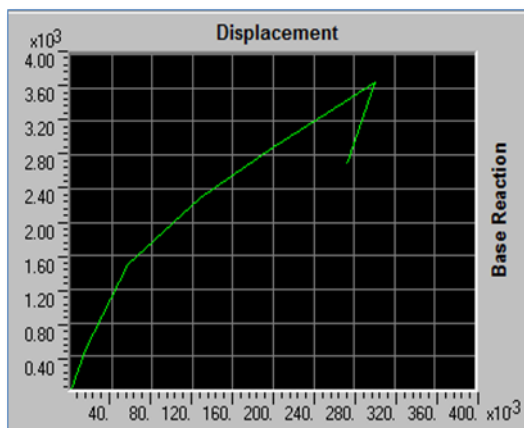




Step	Sd(c)	Sa(c)
0	0.000	0.000
1	0.015	0.022
2	0.037	0.046
3	0.076	0.064
4	0.117	0.075
5	0.179	0.084

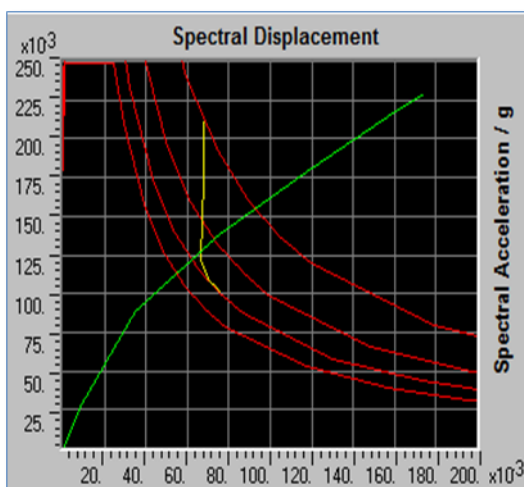
Figure IV.22 Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (Sa-Sd) pour le système auto-stable

**B) Système mixte**



Step	Displacement	Base Force
0	0.0000	0.0000
1	0.0143	485.9594
2	0.0562	1501.0042
3	0.1270	2284.5398
4	0.2000	2894.8406
5	0.2696	3431.3438
6	0.3004	3661.3206
7	0.2721	2693.1599

Figure IV.23 Courbe de capacité (V base – D sommet) de système mixte



Step	Sd(c)	Sa(c)
0	0.000	0.000
1	9.129E-03	0.028
2	0.035	0.088
3	0.076	0.139
4	0.117	0.179
5	0.157	0.214
6	0.174	0.229

Figure IV.24 Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (Sa-Sd) pour le système mixte



C) 3<sup>ème</sup> système

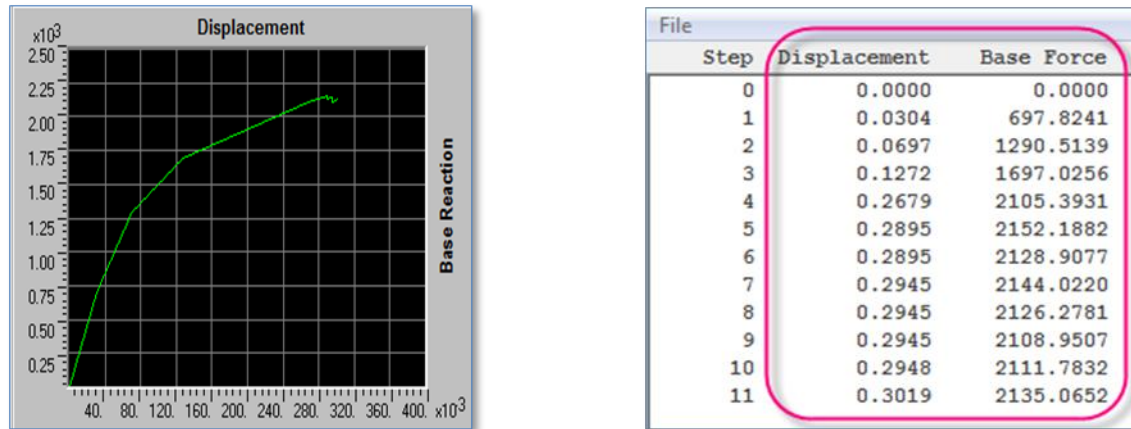


Figure IV.25 Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) de 3<sup>ème</sup> système

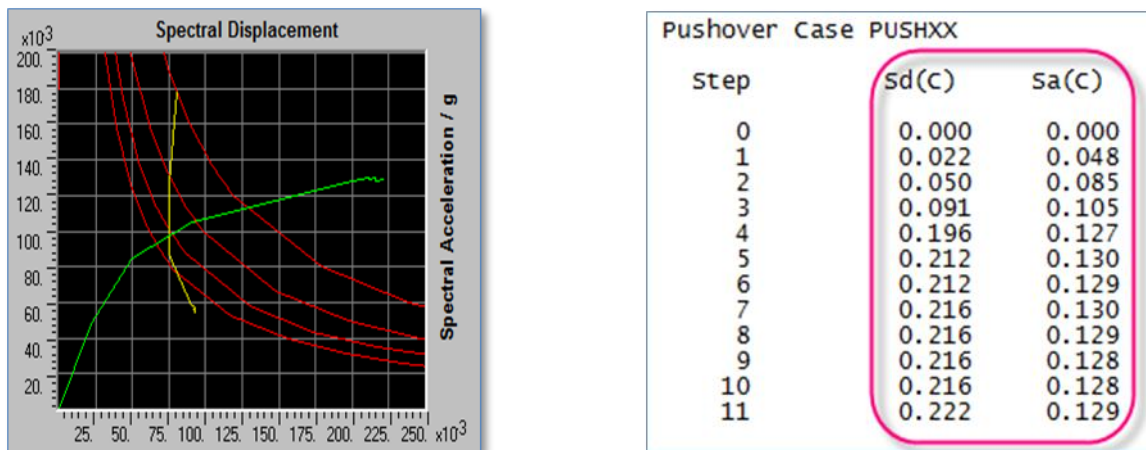


Figure IV.26 Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (Sa-Sd) de 3<sup>ème</sup> système

**IV.10.2 Détermination du point de performance de la structure (Vp-Dp) et interprétation des résultats**

Les points de performance obtenus au niveau des trois systèmes structuraux étudiés sont comme suite :

Tableau IV.10 Points de performance des trois systèmes de contreventement étudiés

	Effort tranchant (KN)	D <sub>p</sub> (cm)	Raideur plastique (KN/m)
Système 1(auto-stable)	1216.402	17.4	6992.012
Système2 (mixte)	2118.69	11.2	18916.875
Système 3	1537.51	10.5	14642.952



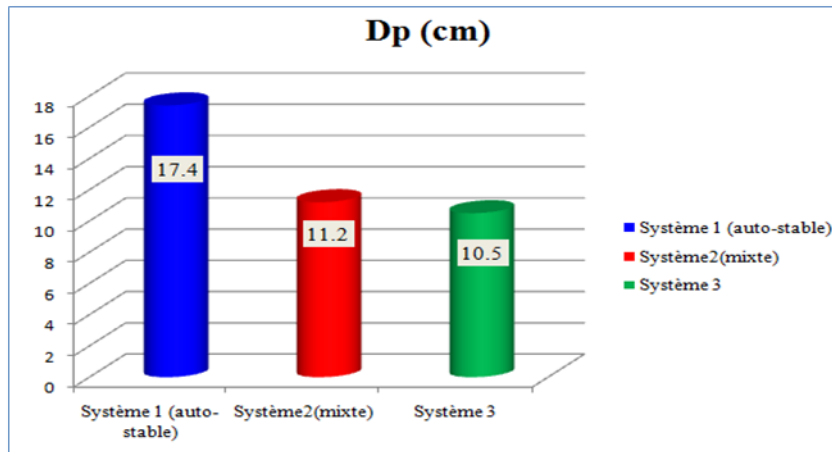


Figure IV.27 Déplacement au point de performance pour les trois systèmes

D'après les résultats obtenus (tableau IV.9), on remarque que le déplacement au point de performance maximum est enregistré au niveau du système auto stable avec une valeur de 17.4 cm, puis il le suit le système mixte soit avec une valeur de 11.2 cm qui est moins importante de 36% par rapport au système auto stable. Et enfin pour le 3<sup>ème</sup> système proposé, on obtient un déplacement moins important par rapport aux trois autres systèmes avec une différence de 39.65% et 6.25% pour le système auto stable et mixte respectivement

À partir des histogrammes de la figure IV.26, nous pouvons constater que le système mixte représente la meilleure raideur post-élastique avec une différence de 63.03% par rapport au système auto stable, qui présente une mauvaise raideur post-élastique avec une raideur de 6992.012 (KN/m), toutefois plus faible que celle du système mixte qui présente une valeur de 18916.875 (KN/m). Quant au 3<sup>ème</sup> système proposé, il présente une raideur post-élastique intermédiaire avec une différence de 52.24% et 22.6% par rapport au système auto stable et mixte respectivement.

### IV.10.3 Demande en ductilité $\mu_D$

La demande en ductilité est estimée à travers le facteur  $\mu_D = D_p/D_e$  qui permet de situer le degré de pénétration de la structure dans le domaine post-élastique. À mesure que le facteur  $\mu_D$  est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

Tableau IV.11 Demande en ductilité

	D <sub>p</sub> (cm)	D <sub>e</sub> (cm)	facteur $\mu_D$
Système 1 (auto-stable)	17.4	7.1	2.45
Système 2 (mixte)	11.2	5.62	1.99
Système 3	10.5	6.97	1.50



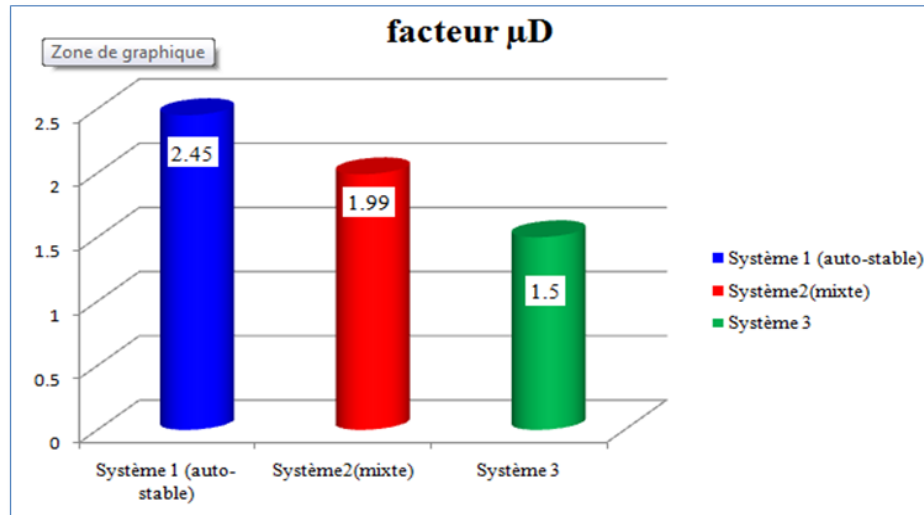


Figure IV.28 Demande en ductilité des trois systèmes de contreventement

Les résultats obtenus à partir des trois systèmes de contreventement par rapport à la demande en ductilité sont représentés sous forme d'histogrammes. D'après ces résultats, on constate que le système 3 présente une meilleure demande en ductilité avec une valeur de 1.5, suivi du système mixte avec 24.6% de différence et la mauvaise demande en ductilité revient au système auto-stable avec une valeur de 2.45 représentant un degré de pénétration dans le domaine plastique assez important relativement aux deux autres systèmes étudiés.

#### IV.10.4 Raideur initiale de la structure

Les valeurs obtenues au niveau des différents systèmes de contreventement étudiés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 Caractéristiques des trois systèmes étudiés dans le domaine élastique

	$D_e$ (cm)	$K_e$ (KN/m)
Système 1	7.1	11827.58
Système 2	5.62	26708.259
Système 3	6.97	18515.263



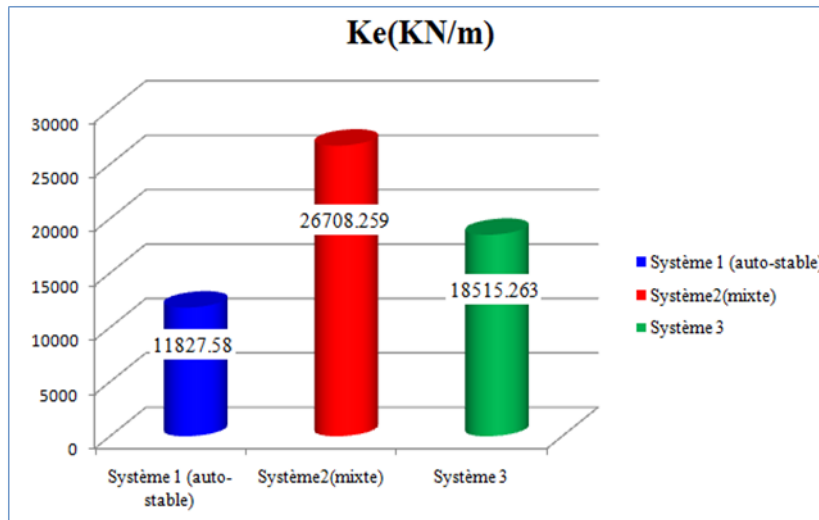


Figure IV.29 Raideurs initiales des trois systèmes de contreventement

La raideur initiale traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique.

D'après les résultats obtenus présentés par les histogrammes ci-dessus, on remarque bien que le système mixte représente la meilleure rigidité dans le domaine élastique avec une valeur qui atteint une valeur de 26708.259 KN/m, puis il le suit le 3<sup>ème</sup> système avec une valeur de 18515.263 KN/m. Enfin la mauvaise rigidité revient au système auto-stable qui atteint une valeur de 11827.57 KN/m, présentant une différence de 55.71% et 36.11 % par rapport au système mixte et au 3<sup>ème</sup> système proposé respectivement.

#### IV.10.5 Indice de dégradation

L'indice de dégradation de la structure est donné par la relation  $I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$

C'est un indice qui peut nous montrer le niveau de perte de raideur de la structure au niveau du point de performance, et les résultats obtenus des trois systèmes étudiés sont représentés dans le tableau ci-dessous et schématisés par les histogrammes suivant :

Tableau IV.13 Indices de dégradations au niveau des trois systèmes de contreventements étudiés

	Kp (cm)	Ke (cm)	Id
Système 1	6992.012	26708.26	0.7382
Système 2	18916.875	26708.259	0.2917
Système 3	14642.952	18515.263	0.2091



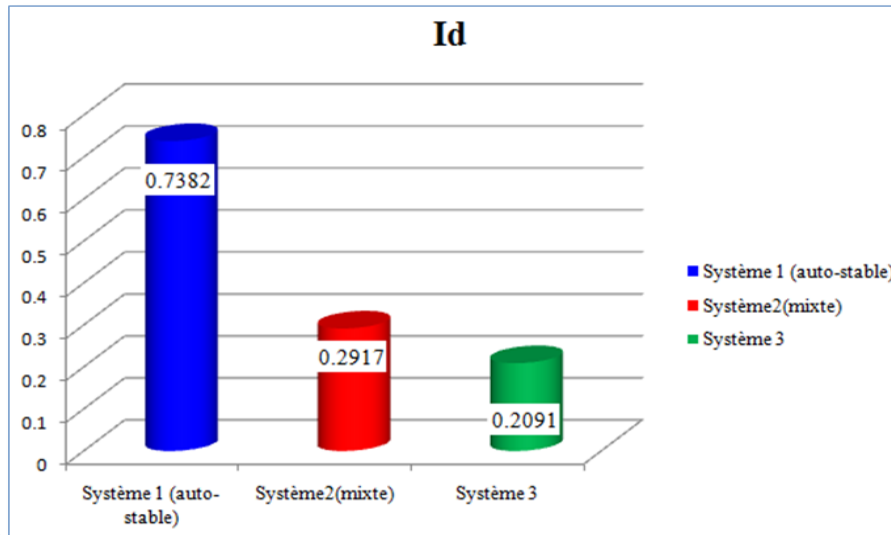


Figure IV.30 Indice de dégradation au niveau des trois systèmes de contreventements étudiés

À partir des résultats obtenus de l'histogramme ci-dessus, on constate que le niveau de dégradation le moins important a été obtenu au niveau du 3<sup>ème</sup> système avec une valeur de 0.2917, puis il le suit le système mixte avec une valeur un peu plus grande avec une différence de 28.31%, par contre on trouve le niveau de dégradation le plus important au niveau du système auto-stable qui atteint une valeur très élevée par rapport au deux autres systèmes de contreventement, ce qui indique une dégradation très importante.

Donc, on constate qu'après avoir remplacé les poteaux par des éléments verticaux ayant une section de dimension plus importante que l'autre ( $e \geq 4.e$ ) (système 3), la structure devient plus résistante aux efforts latérales et la perte de résistance sera peut importante que l'ossature poteau-poutre.

#### **IV.10.6 Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments**

Après avoir comparé les résultats obtenus au niveau des différents paramètres de comparaison entre les trois systèmes de contreventement, on a constaté que le 3<sup>ème</sup> système de contreventement présente un meilleur comportement dans le domaine non-linéaire. Et pour cela, il y a lieu de le choisir et de l'évaluer par rapport au mécanisme de ruine et l'état de dégradation des éléments, ou les résultats sont résumés dans les captures suivantes :



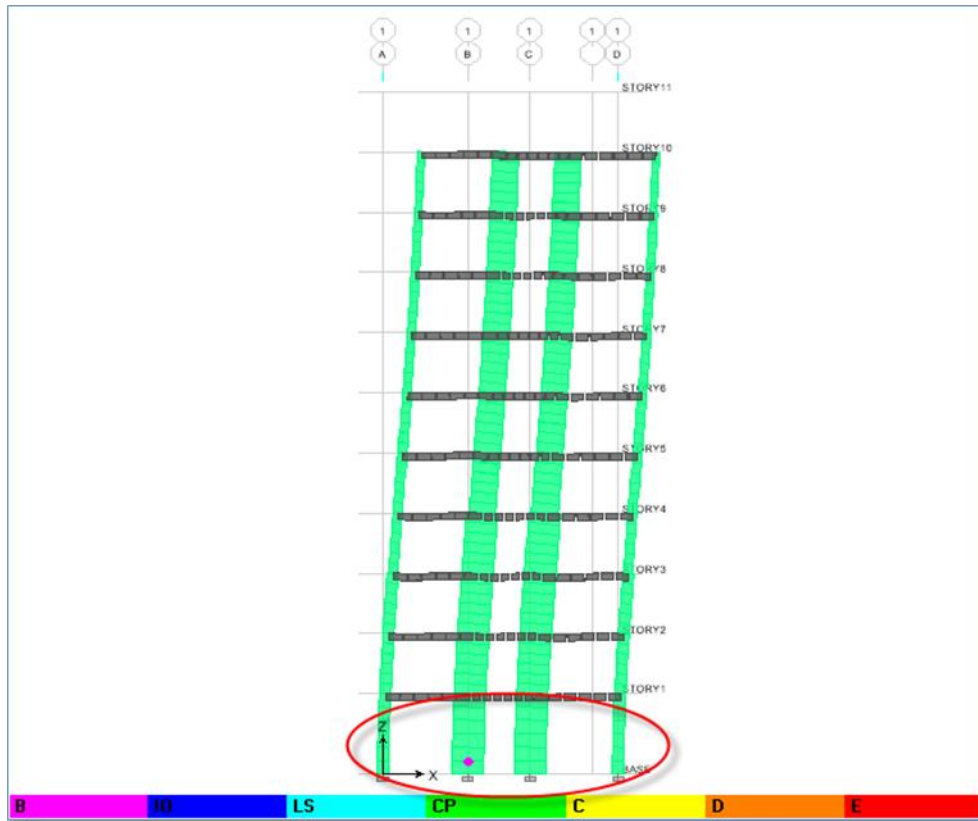


Figure IV.31 Apparaissions des rotules au niveau des voiles des RDC

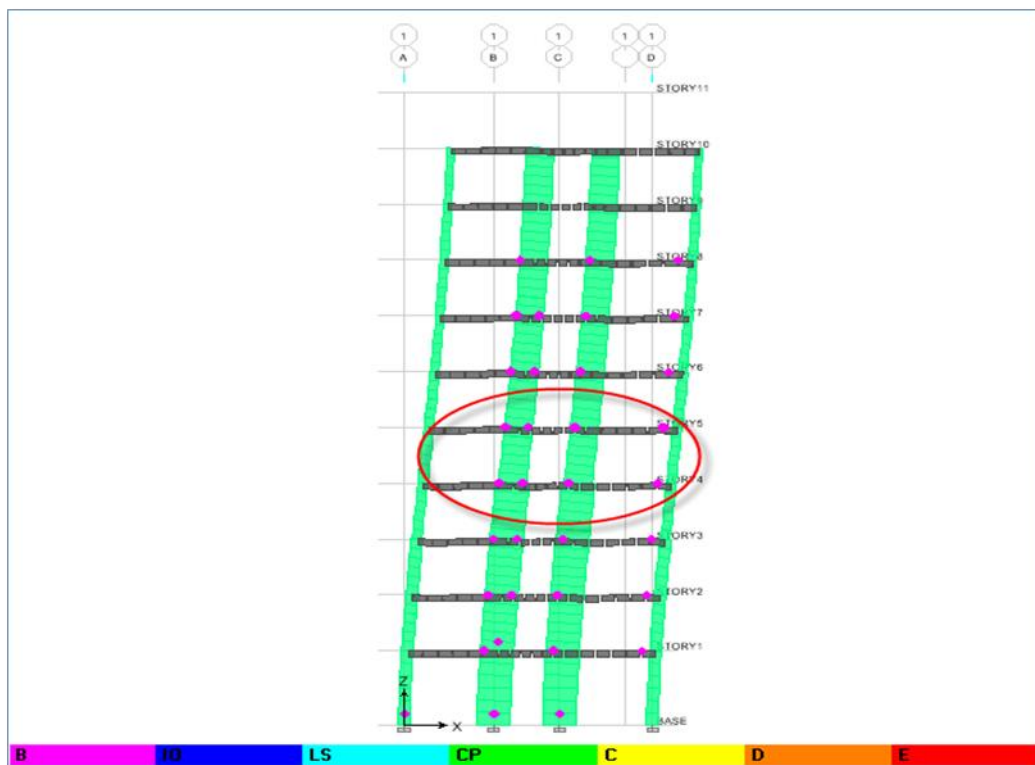


Figure IV.29 Progression de la formation des rotules plastiques



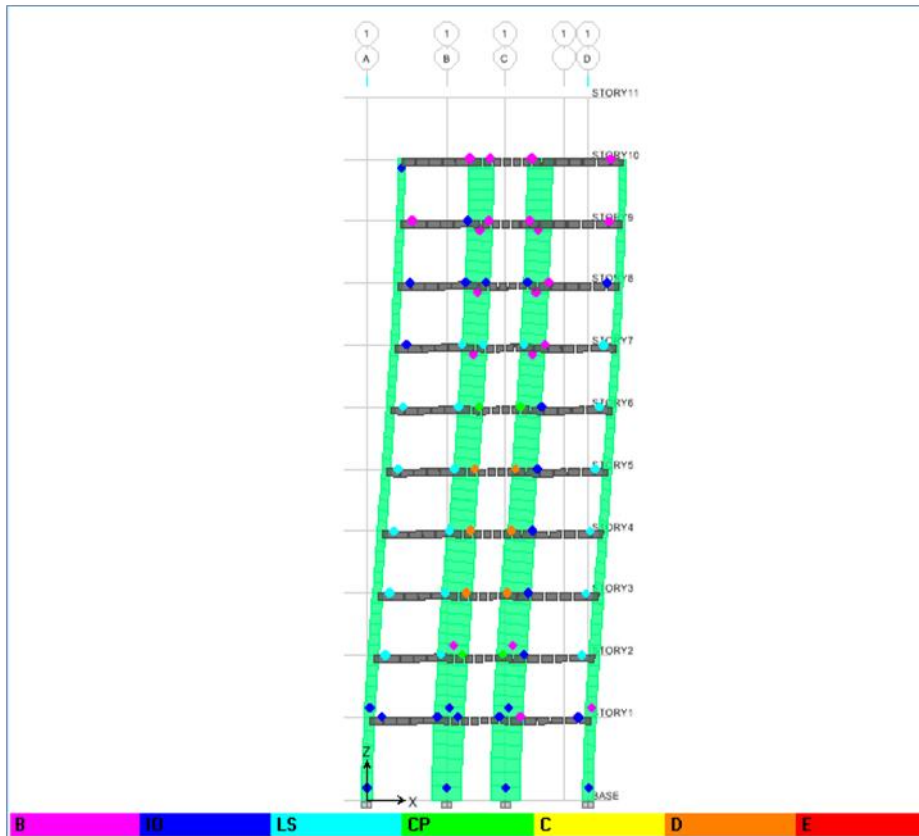


Figure IV.33 Niveau de dommages critique

D'après les figures ci-dessus, on remarque que les premières rotules plastiques de type **(B-IO)** se forment à la base des voiles du RDC, ainsi qu'au niveau des poutres adjacentes des voiles, voir (figure IV.30 et IV.31), puis les rotules continuent à se former progressivement au niveau des poutres jusqu'au dernier niveau, et avec l'augmentation du chargement progressivement des rotules de type **(IO-LS)** apparaissent au niveau des voiles et surtout dans le RDC et au 1<sup>er</sup> niveau (voir Figure V.32). Les rotules continuent à apparaître avec l'augmentation du chargement jusqu'à l'apparition des rotules de type **(C-D)** au niveau des poutres comme montrer dans la figure (Figure IV.32) qui indiquent la rupture de la structure.

#### IV.11 Conclusion

Après avoir effectué des analyses PUSH OVER sur les trois systèmes de contreventement dans le sens (x-x), les résultats obtenue nous ont permis de se rapprocher du comportement réel de ces trois systèmes. Après comparaison des résultats de ces derniers à travers différents paramètres ; tel que la raideur au point de performance, la raideur initiale, l'indice de dégradation, la demande en ductilité, on opte que :



- Le 3<sup>ème</sup> système présente un meilleur comportement des systèmes structuraux étudiés au-delà du domaine élastique linéaire parmi les trois systèmes, avec un déplacement au point de performance minimal et un indice de dégradation peu élevé. Ainsi, la structure devient plus résistante aux efforts latéraux et la perte de résistance est peu importante que l'ossature poteau-poutre, sans oublier son excellente demande en ductilité.
- Le système mixte présente aussi un bon comportement dans le domaine plastique qui présente la meilleure raideur post-élastique parmi les trois systèmes étudiés.

Donc ces résultats peuvent expliquer l'excellent comportement post élastique de ces deux systèmes de contreventement, contrairement au système auto-stable qui présente un mauvais comportement plastique et qui rentre dans le domaine plastique plus rapidement que les deux autres systèmes, ce qui signifie qu'après introduction des voiles la rigidité de la structure augmente considérablement au point de performance.



## CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans cette étude qui a été faite, nous nous sommes d'abord intéressés à l'étude de l'influence de l'ajout des voiles dans une structure auto-stable en béton armé. Cette étude a permis de montrer que la structure auto-stable présente des efforts et des déplacements importants, et que l'introduction des voiles nous a permis de les réduire. Néanmoins pour le système mixte, on a eu recours à des bouts de voiles afin de satisfaire toutes les conditions du règlement parasismique en vigueur. Et la présence des bouts de voiles a engendré des efforts considérables au droit de la jonction (bouts de voiles-poutres). Cela qui peut être expliqué par le phénomène d'interaction portique-voile, ce qui nous a menés à proposer un nouveau système permettant d'allier que les avantages des deux systèmes de contreventement étudiés.

Dans la zone sinistrée par le séisme de **Boumerdès (en mai 2003)**, on retrouve comme partout ailleurs dans le pays, plusieurs types de constructions utilisant différents systèmes de contreventement. Il a été constaté que le système constructif ayant le plus souffert est celui constitué de portiques auto-stables alors que l'introduction des voiles dans le contreventement de certaines constructions a montré une grande amélioration de la résistance vis-à-vis des forces sismiques. De cette constatation qui a été faite par **A. SEGHIR [2]**, elle confirme les résultats obtenus dans notre présent travail après comparaison des résultats du système auto-stable et du système mixte, où en a constater que le système de contreventement mixte est nettement plus approprié en zone sismique que le contreventement auto-stable grâce aux particularités suivantes :

- Améliore le comportement des structures sous séisme (diminution de la période propre et meilleure résistance à la torsion d'axe vertical).
- En reprenant la majeure partie des charges horizontales engendrées par le séisme, il permet une diminution considérable des efforts internes dans les éléments structuraux (poteaux et poutres).

Comme il a été aussi constaté que les systèmes à voiles porteurs présentent aussi un meilleur comportement par rapport aux forces horizontales avec un excellent comportement dynamique et des efforts internes relativement réduits.

Pour notre comparaison, certains critères ont été choisis de sorte à avoir un meilleur comportement dynamique, ainsi que des efforts internes les plus réduits possibles. Ainsi, de la comparaison des résultats obtenus de l'analyse linéaire, on peut constater que le système mixte s'avère être le meilleur choix car il représente :

- Un excellent comportement dynamique.
- Des déplacements inter-étages absolus et relatifs réduits.



- Des efforts dans les éléments structuraux relativement réduits.

Pour ce qui est de l'analyse du comportement des trois systèmes de contreventement par la méthode statique non linéaire (PUSH OVER), elle nous a permis d'évaluer leur comportement au-delà du domaine linéaire, et de pouvoir constater que le 3<sup>ème</sup> système proposé est le plus adéquat car ce système représente :

- Un déplacement au point de performance minimum.
- Un indice de dégradation peu élevé, ainsi la structure devient plus résistante aux efforts latéraux et la perte de résistance sera peu importante que l'ossature poteau-poutre, ajouter à cela son excellente demande en ductilité.
- Pratiquement la totalité des charges horizontales sont reprise par les voiles donc la condition exigée par le RPA 99/2003 n'est pas vérifiée, cela ne nous permet pas de le classer comme un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, et cela malgré le fait que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous permet de le considérer comme une nouvelle proposition de système de contreventement.
- Et à la fin, on pourra dire que la méthode PUSHOVER c'est la méthode la plus précise pour l'évaluation du comportement des structures en béton armé sous les effets sismiques que l'analyse linéaire car cette méthode nous a permis d'étudier le comportement dans le domaine plastique, ainsi elle nous a permis de tracer la courbe de capacité jusqu'à la ruine.

Cette étude nous a permis de mettre en évidence l'influence de l'introduction des voiles sur la performance dynamique de la structure. Pour ce qui est de l'analyse comparative entre les systèmes de contreventement étudié suivant différents critères de comparaisons nous a permis de mettre en évidence l'excellent comportement non linéaire de ce 3<sup>ème</sup> système de contreventement. On peut conclure que ce 3<sup>ème</sup> système de contreventement offre sensiblement une meilleure résistance que les deux autres systèmes de contreventement.





## Références Bibliographie

- [1] : **A.K.Yelles, Chaouche**, *Les Séismes en Algérie du Nord. CRAAG Algérie*
- [2] : **Abdelghani SEGHIR** Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques
- [3] : **A. Bouziane, L. Boubegtiten, O. Kada, A. Seghir**, *COMPORTEMENT NON LINÉAIRE ET CAPACITÉ SISMIQUE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT EN BÉTON ARME*, Université A. Mira, Bejaia. Route de Targua Ouzemour
- [4] : **A.El ghoulbzouria -Kissi Benaissab - Zakaria El alamia - A.Ezziania – M.El Youbia – A. Khamlichic –O. MOUHATc**. *Application de la méthode d'analyse statique non linéaire sur un bâtiment R+3*, 22<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015
- [5] : **Abdenour Chekired**. *Évaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en acier sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires*. Thèse de doctorat en génie civil, Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [6] : **BELAZOUZ Lynda**, *Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures*. Mémoire de magister en génie civil : Université Mouloud MAMMEREI de Tizi Ouzou.
- [7] : **Belkheir Mohammed Aghiles**. *Influence de la disposition optimale des voiles sur la performance sismique des bâtiments*. Mémoire de magister en génie civil. Tizi- Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2012.
- [8] : **BELAID Hania**, *Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables*. Mémoire de magister en génie civil : Université Mouloud MAMMEREI de Tizi Ouzou.
- [9]: **BENOUMHANI Amina** : *Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments*, mémoire master en génie civil : Université Mohamed Boudiaf - M'sila, 2016.
- [10] : **Choubane Sofiane**, *INFLUENCE DE LA MAÇONNERIE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES EN BÉTON ARME*. Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou, 2013.





[11]: *CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUÉE EN GÉNIE PARASISMIQUE C.G.S. « DOCUMENT TECHNIQUE RÉGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C.2-48 - RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES RPA 99 / VERSION 2003 ». Alger.*

[12]: *Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S « document technique règlementaire D.T.R – B.C.2-48 – règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 ». Alger.*

[13]: **Djebbar Nabil**, *Contribution à l'Étude de la Performance Parasismique des Éléments Linéaires en Béton*, thèse de doctorat : UNIVERSITÉ MENTOURI CONSTANTINE, Faculté des Sciences de l'Ingénieur Département de Génie Civil.

[14]: **FEMA, 2000**, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*

[15]: **FEMA 1997**, *NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*

[16]: *Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 »*

[17]: **G.E. Penlis & A. J. Kappos**. *Earthquake resistant concrete structures. 1997*

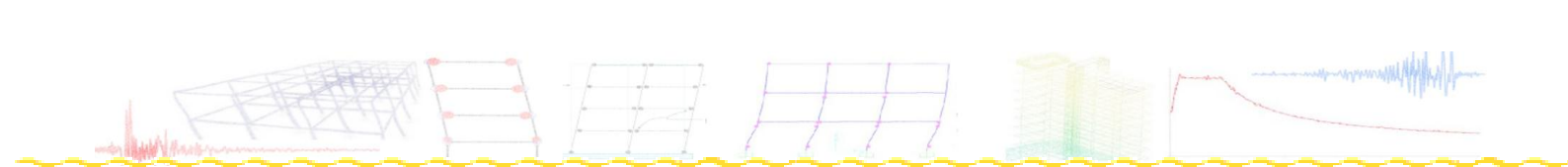
[18]: **Hassani .Karim**, *Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé, Mémoire de magister en génie civil, 01/12/2013.*

[19]: **HABBI Djamel**, *Évaluation des mécanismes de ruine des structures auto-stables sous les séismes proches et lointains. Mémoire de magister en génie civil : Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou.*

[20]: **KACIMI Nacéra**, *Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 09/10/2013.*

[21]: **Kahil Amar**, *Évaluation de la performance sismique des bâtiments, mémoire magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2008.*





[22] : *LE SÉISME ET LES BÂTIMENTS*, volume 3, conçu par Mme Patricia Blandier, 18 pages.

[23] : **MAZARI Ali**, *Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8*, Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

[24] : **Menasri Youcef**. *Évaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé*. Mémoire de magister en génie civil ,Guelma : Université de Guelma, 2009.

[25] : **En 2016 M. EL Khoudri\* 1, L. BenAllal1 , M. Himi2 , D. EL Adak** :*Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé en utilisant l'analyse dynamique incrémentale, Laboratoire des Matériaux et Valorisation des Ressources (LMVR) Faculté des Sciences et Techniques de Tanger, Université Abdelmalek Essaadi, BP 416, Tanger (Morocco) ,Ecole Nationale des sciences appliquées d'AL Hoceima, Université Mohammed Premier, AL Hoceima (Morocco).*

[26] : **MAHDJOUBA YOUSOUF et BOUATIA BOUDJEMA** .*comparaison de la performance sismique d'une structure auto-stable en béton armée avec une structure mixte (portique avec voiles)*, mémoire master en génie civil : UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2017.

[27] : **Mimi Omar**, *Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments*, mémoire master en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.

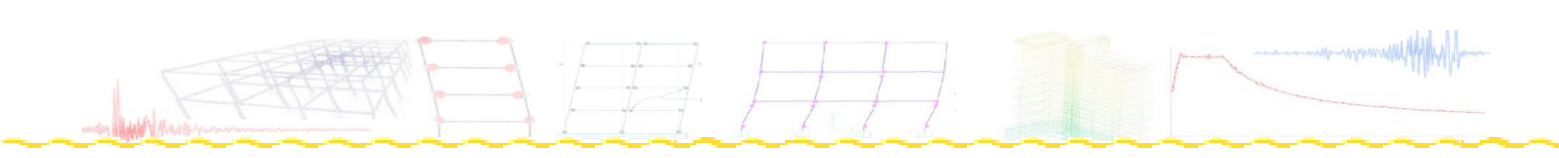
[28] : **Milan zacek**. *Conception parasismique : Niveau avant-projet. Villefontaine, les grands ateliers, septembre 2003.*

[29] : **Ouerdane Hamza**. *Étude comparative entre le système de contreventement auto-stable et le système mixte et recherche de la disposition optimale des voiles : Application à l'étude d'une structure en R+10 à forme angulaire*, mémoire master en génie civil. Tizi-Ouzou: Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2018.

[30] : **Pierino Lestuzzi et Marc Badaux**, *Génie parasismique conception et dimensionnement des bâtiments*, page 54—77

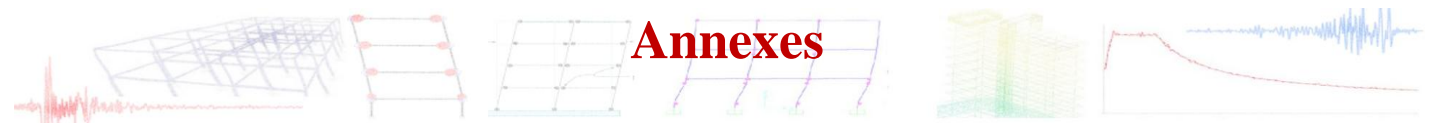
[31] : **Tedjditi Ahmed Kamel**. *Évaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale*. Mémoire master en ingénierie des structures. Tlemcen : Université Abou-Bekr-Belkaid-Tlemcen, 2017.





[32]: **Y. MENASRI, M.S. NOUAOURIA & M. GUENFOUD**, *EVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE A L'ÉCHELLE D'UNE STRUCTURE EN BÉTON ARME PAR L'ANALYSE STATIQUE NON LINÉAIRE (PUSH OVER*, Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique, Université de Guelma, Algérie.





- **Annexe A** : plans d'architecture de la structure étudiée.

Plan de la façade principale

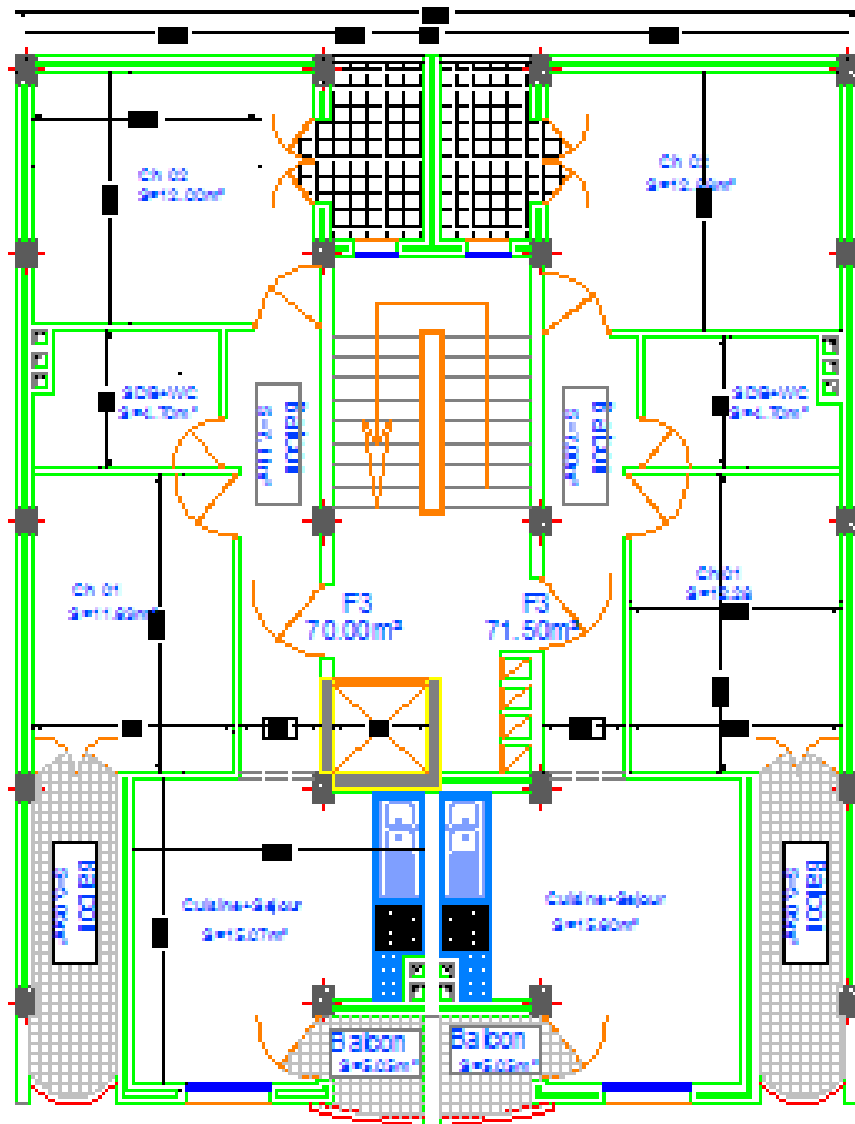
FACADE PRINCIPALE

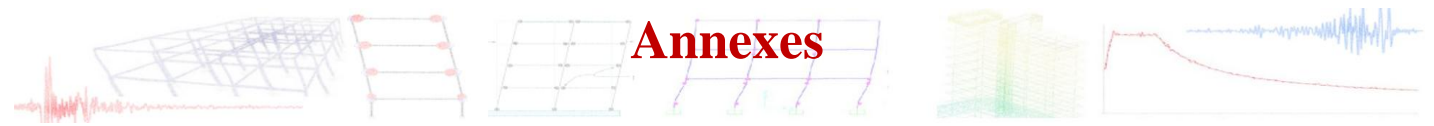


# Annexes

Plan étage courant :

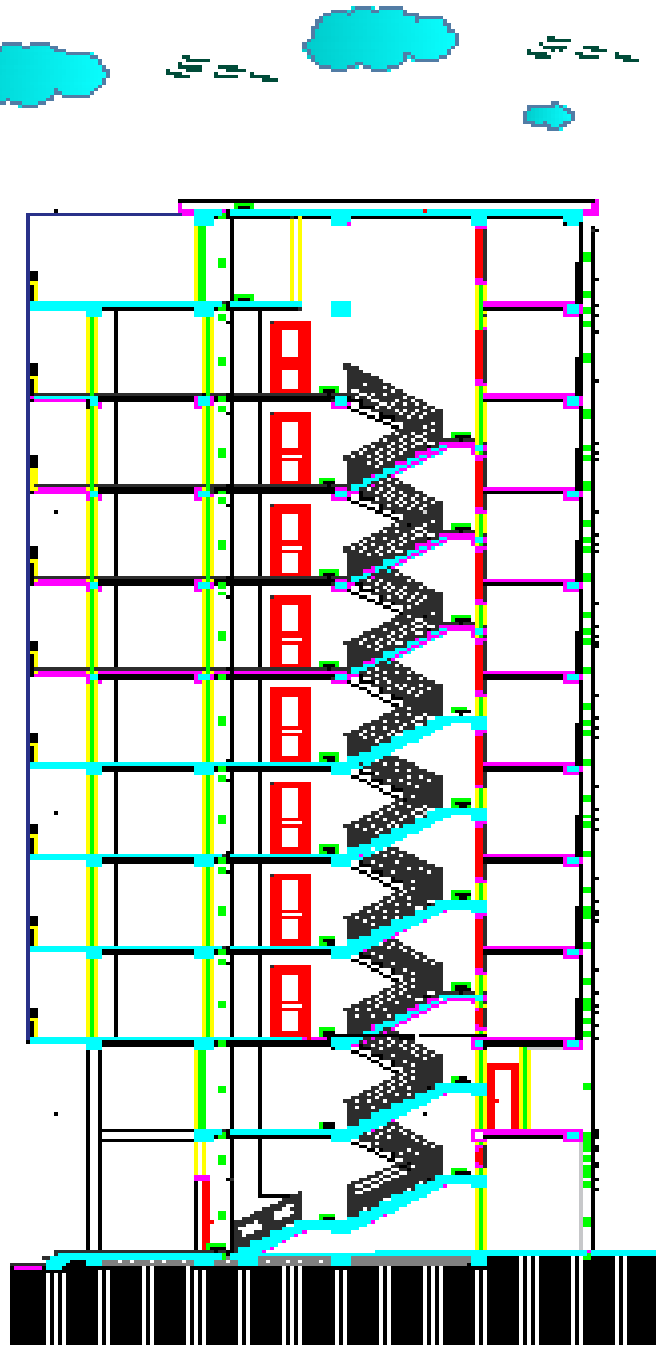
## Plan Etage courant





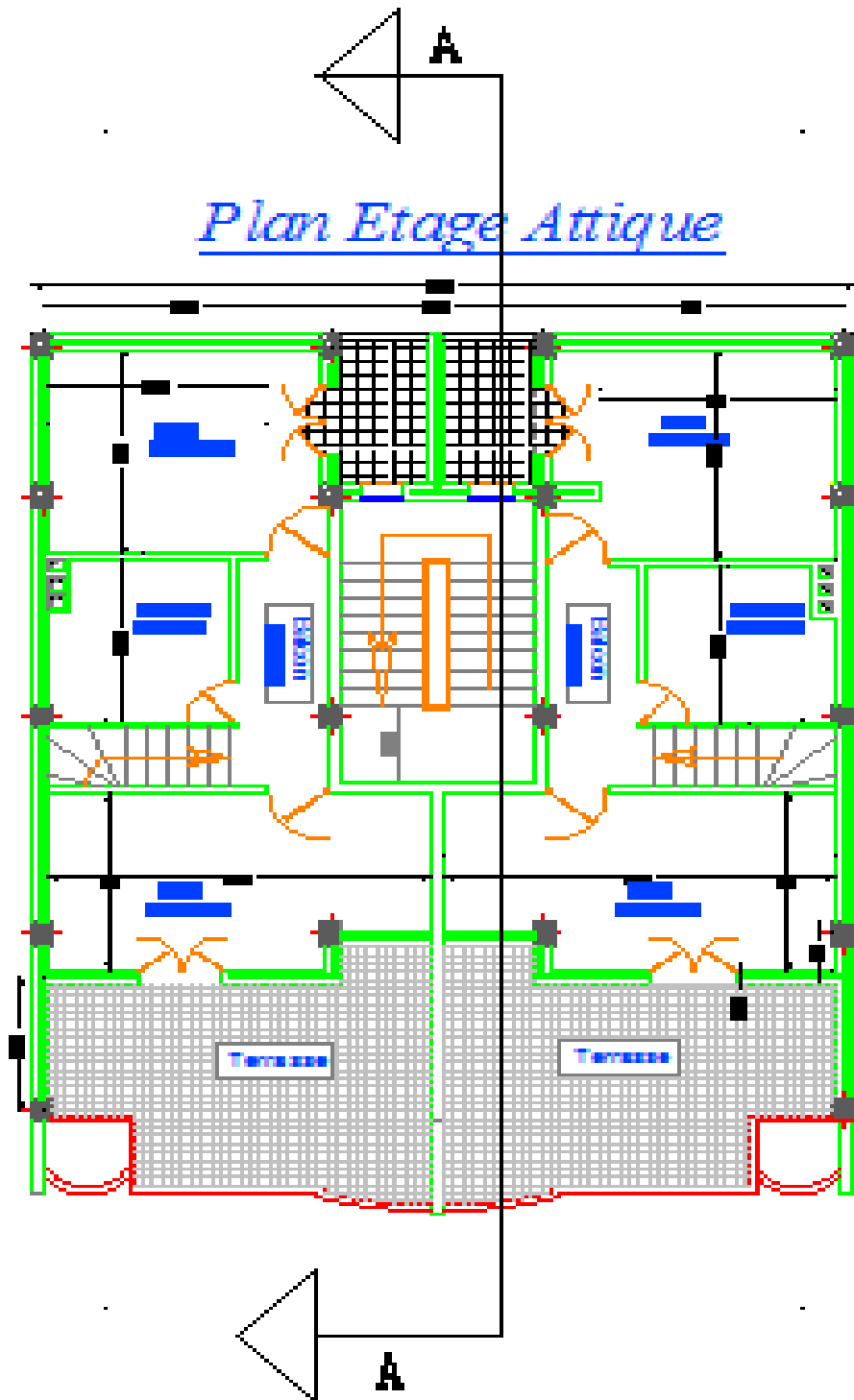
Coupe verticale A-A :

Coupe A-A



# Annexes

Plan étage attique :



## Annexes

### ● **Annexe B** : les charges verticales et horizontales reprises par les voiles

Charge verticale reprise par les voiles portiques pour les 3 systèmes de contreventements :

	Auto-stable		Mixte		Système 3	
	Portiques	voiles	portiques	voiles	portiques	voiles
Niveau 11	2031.7	/	1189.356	272.805	255.186	1311.06
Niveau 10	4077.61	/	2821.081	709.129	389.936	2963.1649
Niveau 9	5871.848	/	4559.398	1161.972	658.390	4826.621
Niveau 8	7272.21	/	6369.414	1614.806	931.031	6342.264
Niveau 7	8341.61	/	8115.75	2067.64	1022.578	8022.2166
Niveau 6	10308.03	/	9934.794	2505.136	1287.596	9908.871
Niveau 5	11807.74	/	11753.828	2942.632	1808.437	12262.268
Niveau 4	13431.622	/	13572.872	3380.128	2787.439	13179.02
Niveau 3	15376.197	/	15533.618	3813.622	3470.37	14988.337
Niveau 2	17320.7	/	17492.364	4247.116	2820.78	167849.537
Niveau 1	18091.926	/	19601.785	4708.115	3778.957	19072.172

Charge horizontale reprise par les portique et voiles pour 3 systèmes de contreventement dans les sens x-x

	Auto-stable		Mixte		Système 3	
	Portiques	voiles	portiques	voiles	portiques	voiles
Niveau 11	120.982	/	108.19	54.2298	27.785	136.376
Niveau 10	26.232	/	116.684	148.7267	21.61	251.47
Niveau 9	317.236	/	162.654	176.507	49.239	308.036
Niveau 8	496.486	/	168.24	251.853	50.345	399.42
Niveau 7	589.144	/	168.093	329.764	85.344	459.094
Niveau 6	664.682	/	222.041	345.04	94.331	498.727
Niveau 5	737.643	/	213.149	418.488	96.66	556.445
Niveau 4	833.3528	/	161.354	508.708	81.175	628.793
Niveau 3	885.7716	/	190.8626	426.539	81.007	643.2797
Niveau 2	909.756	/	214.164	644.837	93.891	709.720
Niveau 1	953.466	/	135.0655	731	94.577	706.473

# Annexes

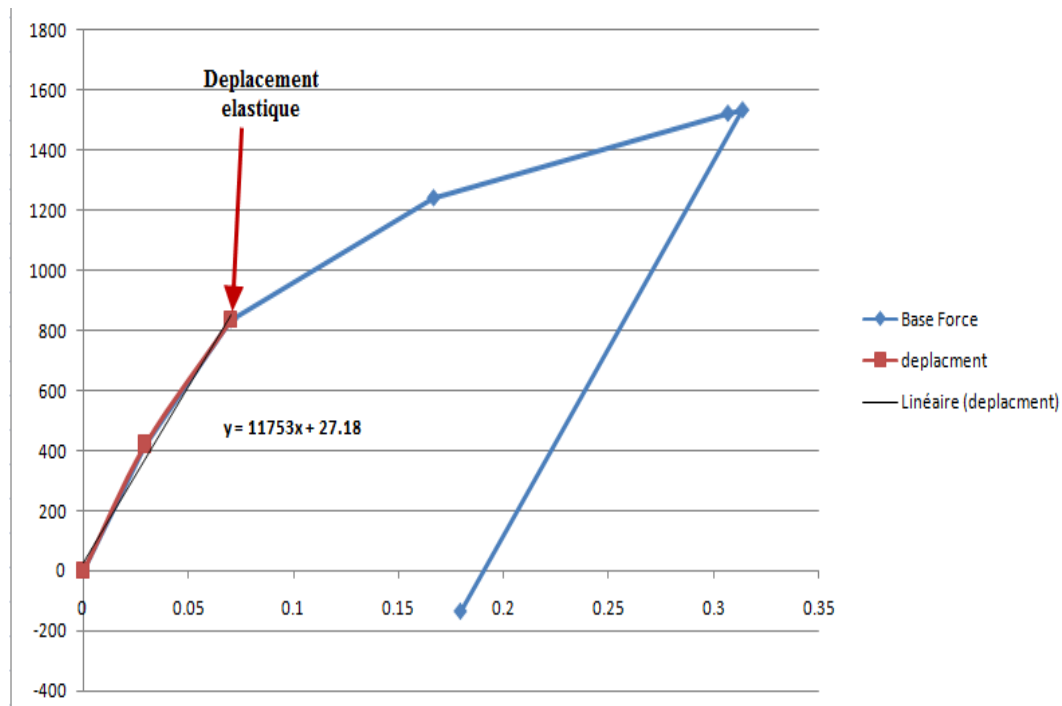
Charge horizontale reprise par les portique et voiles pour 3 systèmes de contreventement dans les sens y-y

	Auto-stable		Mixte		Système 3	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles	portiques	voiles
Niveau 11	113.978	/	65.752	111.8712	41.228	154.3644
Niveau 10	215.901	/	103.966	172.1	58.46	254.189
Niveau 9	362.846	/	134.852	272.9835	64.014	323.266
Niveau 8	457.036	/	142.742	366.9498	69.876	437.997
Niveau 7	538.692	/	184.835	493.975	141.652	468.178
Niveau 6	608.348	/	201.005	487.153	97.329	508.665
Niveau 5	671.66	/	191.283	562.396	87.092	55.821
Niveau 4	729.793	/	167.47	646.409	68.04	630.432
Niveau 3	781.00	/	233.671	451.585	101.869	654.954
Niveau 2	826.198	/	179.47	747.468	66.18	745.763
Niveau 1	732.1897	/	65.00	647.99	41.678	650.107

# Annexes

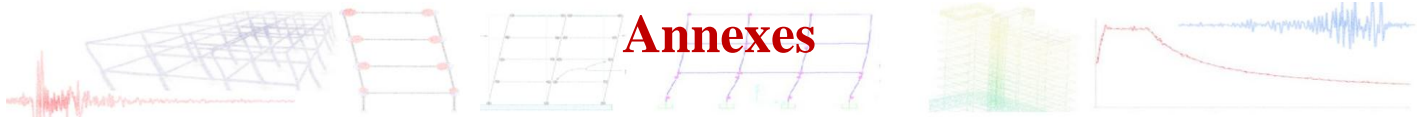
## ● Annexe C : Déplacement élastiques des 3 structures.

Déplacement élastique de la structure auto-stable :

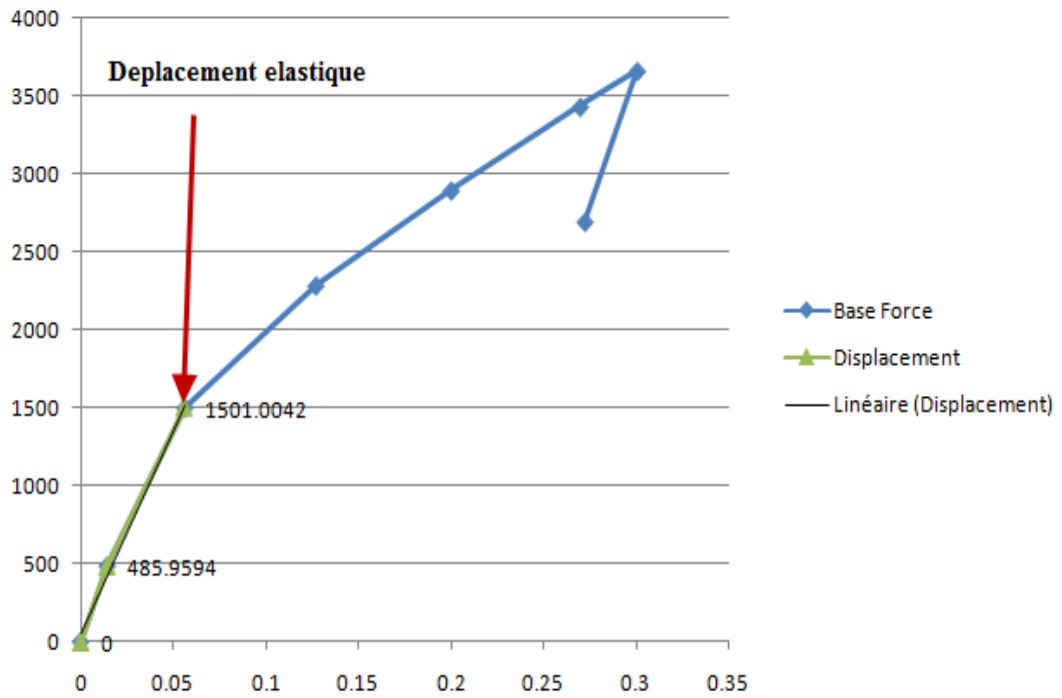


déplacement	Base Force
0	0
0.0294	419.4657
<b>0.0703</b>	<b>833.9116</b>
0.1665	1240.0519
0.3063	1521.3003
0.3133	1532.4492
0.1792	-136.6802

# Annexes



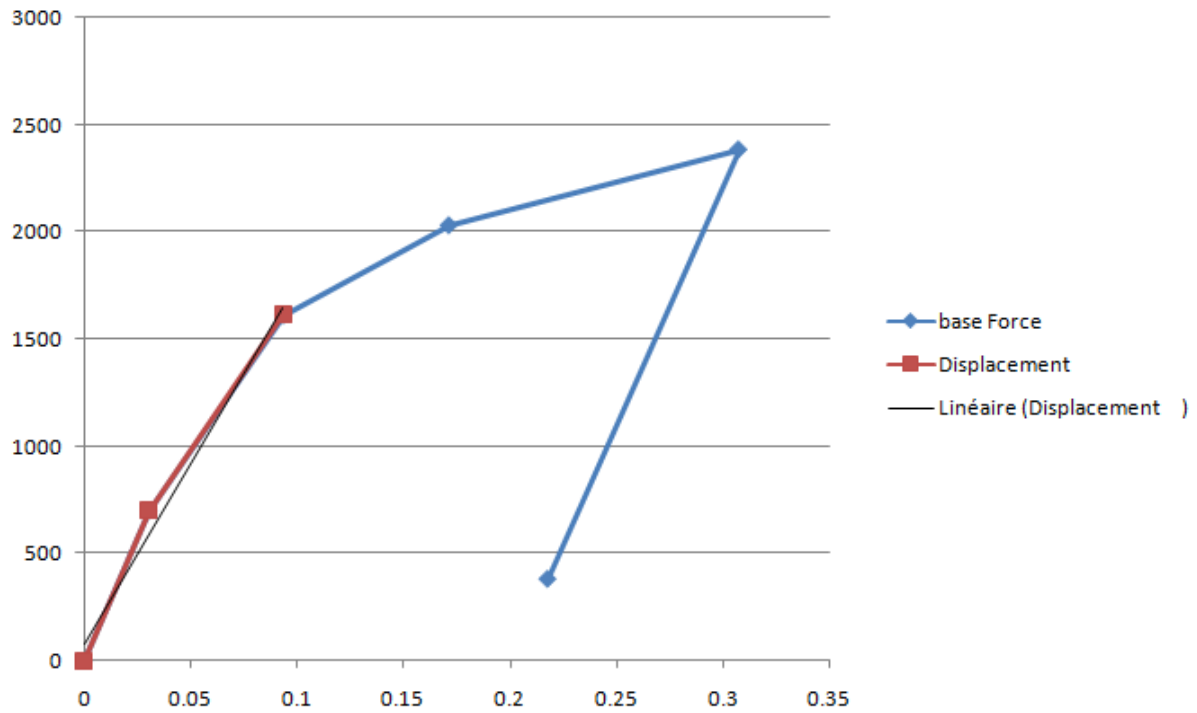
Déplacement élastique de la structure mixte :



Déplacement	Base Force
0	0
0.0143	485.9594
0.0562	1501.0042
0.127	2284.5398
0.2	2894.8406
0.2696	3431.3438
0.3004	3661.3206
0.2721	2693.1599

# Annexes

Déplacement élastique de 3<sup>ème</sup> système de contreventement :



Déplacement	base Force
0	0
0.0304	699.4907
0.0937	1611.8875
0.1715	2031.3949
0.3077	2384.6387
0.2179	382.2375