

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de Master Académique

Spécialité : Génie Civil
Option : Structures et matériaux

Présenté par :

M^{lle} BELLOUI Lydia

Thème :

*Calcul du coefficient d'amortissement « ξ »
des structures mixtes (portiques et voiles).*

Devant les membres de jury suivant :

<i>Mr Kaci Salah</i>	<i>Professeur</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Président</i>
<i>Mr Hamizi Mohand</i>	<i>Professeur</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Promoteur</i>
<i>Mr Drizi Said</i>	<i>M.C Classe A</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Examineur</i>
<i>Mr Saad Mohamed</i>	<i>M.C Classe B</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Examineur</i>

2013/2014

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je tiens en premier à remercier DIEU qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Je tiens à signifier ma profonde reconnaissance à mon promoteur et professeur, Monsieur HAMIZI MOHAND, professeur à l'Université de Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU, pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il accordée.

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner ce travail. Et de l'enrichir par leurs propositions.

J'exprime vivement ma gratitude à l'ensemble de mes enseignants qui m'ont suivi inlassablement durant tout mon cursus universitaire.

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

Lydia Belloui

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles
de ce long chemin,*

*Ma très chère mère qui m'a tant aidé avec son soutien.
Elle est ma source de courage et de patience. Je lui exprime toute ma
reconnaissance. Merci maman*

A mon confident, ma deuxième moitié.

*A Mes frères (LOUNES, DJAMEL, AZIZ ET MOHAND), à ma petite
sœur IMÈNE et à ma belle-sœur TINHINANE pour leurs soutiens et leurs
encouragements.*

A mes tantes et à mes cousins cousines.

A toute ma famille.

A Tous mes amis (es), WISSEM, BOOBA, SOFIANE

A toute ma promotion de Master Académique option Structure.

*Et enfin à ma petite nièce ELENA qui vient de nous rejoindre dans ce
monde que j'adore énormément.*

Lydia Belloui

Sommaire :

<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	1
<u>Chapitre I: Contreventements</u>	
<i>I.1/ Introduction</i>	3
<i>I.2/ Définition du contreventement</i>	3
<i>I.3/ Conception des contreventements des structures en B.A</i>	4
<i>I.4/ Les différents systèmes de contreventements</i>	6
<i>I.4.1/ Contreventement par portique</i>	6
<i>I.4.1.1/ Définition</i>	6
<i>I.4.1.2/ Principe et fonctionnement</i>	6
<i>I.4.1.3/ Modes de rupture</i>	7
<i>I.4.1.4/ Ductilité globale des ossatures en portiques</i>	9
<i>I.4.1.5/ Les types de portiques</i>	11
<i>I.4.1.6/ Distribution des efforts horizontaux</i>	13
<i>I.4.1.7/ La position du centre de torsion</i>	14
<i>I.4.1.8/ Les sollicitations dans les portiques</i>	15
<i>I.4.1.9/ Etude des portiques en acier</i>	16
<i>I.4.2/ Contreventement par voiles</i>	20
<i>I.4.2.1/ Définition</i>	20
<i>I.4.2.2/ Principe et fonctionnement</i>	21
<i>I.4.2.3/ Modes de rupture</i>	24
<i>I.4.2.4/ Les types de contreventements par voiles</i>	26
<i>I.4.2.5/ Contreventement par élément ne présentant pas la rigidité à la torsion</i> ..	27
<i>I.4.2.6/ Méthode pratique de calcul</i>	37
<i>I.4.3/ Structure mixte contreventé par des portiques et voiles</i>	41
<i>I.4.4/ Contreventement par noyau</i>	42
<i>I.4.4.1/ Définition</i>	42
<i>I.4.4.2/ Principe et fonctionnement</i>	43
<i>I.4.4.3/ Rigidité à la torsion</i>	44
<i>I.4.4.4/ Centre de flexion et répartition des efforts</i>	49

Chapitre II: Réglementation et le coefficient d'amortissement

II.1/ Introduction	53
II.2/ Réglementation	54
II.2.1/ Réglementation avant 1980	54
II.2.2/ Règlement parasismique Algérien (RPA)	55
II.2.3/ EUROCODE	59
II.3/ Coefficient d'amortissement	61
II.3.1/ Régime libre conservatif	61
II.3.2/ Régime libre dissipatif	62
II.3.2.1/ Amortissement critique	62
II.3.2.2/ Amortissement sur critique	63
II.3.2.3/ Amortissement sous critique	64

Chapitre III: Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique

III.1/ Introduction	67
III.2/ Modélisation de la structure	67
III.3/ Analyse élastique linéaire	71
III.4/ Extraction et présentation des tableaux de déplacement	72
III.4.1/ Les résultats obtenues pour la variante 1	72
III.4.2/ Les résultats obtenues pour la variante 2	81
III.4.3/ Les résultats obtenues pour la variante 3	89
Conclusion	97

Chapitre IV: Etude comparative

IV.1/ Introduction	97
IV.2/ Caractéristiques géométriques des structures	97
IV.2.1/ Structure sans voiles (portique en auto-stable)	97
IV.2.2/ Structure avec voiles (structure mixte)	98
IV.3/ Estimation des périodes et déplacements modales	98
IV.4/ Etude comparative des résultats	99
IV.4.1/ Déplacement max des structures	99
IV.4.2/ Efforts tranchants à la base des structures	100

Conclusion 101

CONCLUSION GENERALE 102

Références bibliographiques

Liste des figures :

Chapitre : Contreventements

<i>Figure I.1 : Irrégularité en élévation et effondrement de la structure sur le RDC</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.2 : Cisaillement des poteaux</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.3 : Formation des rotules plastiques et apparition d'un mécanisme dans les poteaux d'un étage souple</i>	<i>7</i>
<i>Figure I.4 : Destruction des rez de chaussée due à la flexibilité</i>	<i>8</i>
<i>Figure I.5 : Dégradation des zones critiques des poteaux</i>	<i>8</i>
<i>Figure I.6 : Fendage de nœud non fretté : en l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections</i>	<i>9</i>
<i>Figure I.7 : Rupture d'un poteau court par effort tranchant</i>	<i>9</i>
<i>Figure I.8 : Deux possibilités de mécanisme globale</i>	<i>10</i>
<i>Figure I.9 : Equilibre des moments autour du nœud</i>	<i>11</i>
<i>Figure I.10 : Portiques à nœuds déplaçables</i>	<i>11</i>
<i>Figure I.11 : Exemples de portiques simples</i>	<i>12</i>
<i>Figure I.12 : Exemple de portique multiple</i>	<i>12</i>
<i>Figure I.13 : Exemple de portique avec remplissage en maçonnerie</i>	<i>13</i>
<i>Figure I.14 : Décomposition d'une structure en plan de contreventement</i>	<i>14</i>
<i>Figure I.15 : Emplacement du centre de torsion</i>	<i>14</i>
<i>Figure I.16 : Effort Tranchant sur poteaux</i>	<i>15</i>
<i>Figure I.17 : Portiques en Construction Métallique. Sur une structure en voiles en béton armé</i>	<i>16</i>
<i>Figure I.18 : Portiques en Construction Métallique. Sur une structure en voiles en béton armé</i>	<i>17</i>
<i>Figure I.19 : Structure en Construction Métallique au dernier niveau d'une structure en voiles béton armé</i>	<i>17</i>
<i>Figure I.20 : Diagonale tendue, diagonale comprimée</i>	<i>18</i>
<i>Figure I.21 : Exemples de palées de triangulations</i>	<i>18</i>
<i>Figure I.22 : Barres de triangulation par cornières</i>	<i>19</i>
<i>Figure I.23 : Barres de triangulation par un fer plat sur gousset</i>	<i>19</i>
<i>Figure I.24 : Barres de triangulation par tubes</i>	<i>19</i>

<i>Figure I.25 : Etat de déformation d'une structure à gauche en voile, à droite en portique</i>	21
<i>Figure I.26 : Diminution de la résistance du voile en fonction du nombre et l'importance des ouvertures</i>	22
<i>Figure I.27 : Formation des rotules plastiques dans les linteaux</i>	23
<i>Figure I.28 : La conception b : refend à ouverture décalée, elle évite les poutres de couplages</i>	23
<i>Figure I.29 : Bâtiment en cours de construction avec voiles en B.A, très bonne résistance à l'action sismique</i>	23
<i>Figure I.30 : Modes de ruptures des voiles élancés</i>	24
<i>Figure I.31 : Modes de ruine indésirable dans les murs ductiles</i>	24
<i>Figure I.32 : Voiles intérieurs cage d'escalier, d'ascenseur, noyau central</i>	26
<i>Figure I.33 : Voiles externes</i>	26
<i>Figure I.34 : Formes de voiles</i>	26
<i>Figure I.35 : a – Coupe longitudinal d'un bâtiment sous l'effet du vent, b – Coupe transversal</i>	27
<i>Figure I.36 : Façade soumise à une charge uniforme de vent et appuyé sur deux refends</i>	27
<i>Figure I.37 : Contreventement par Refends parallèles</i>	28
<i>Figure I.38 : Translation et rotation du Refend</i>	29
<i>Figure I.39 : Contrainte de flexion</i>	33
<i>Figure I.40 : Contrainte de torsion</i>	33
<i>Figure I.41 : Refends dans les deux directions</i>	34
<i>Figure I.42 : Deux refends parallèles</i>	36
<i>Figure I.43 : Refends dans les deux directions perpendiculaires</i>	37
<i>Figure I.44 : Représentation du centre de torsion</i>	37
<i>Figure I.45 : Le centre de torsion en utilisant et la translation et la torsion</i>	39
<i>Figure I.46 : Le centre de torsion en utilisant que la translation</i>	39
<i>Figure I.47 : Refond et portique associé</i>	41
<i>Figure I.48 : Bâtiment à contreventement mixte en cours de construction dans la sauvegarde est dû à la présence des cages d'ascenseur en béton armé</i>	42
<i>Figure I.49 : Présentation de la résistance à la torsion d'un bâtiment</i>	42
<i>Figure I.50 : La structure primaire est un mur ou voile</i>	43

<i>Figure I.51 : La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur comme noyau central a certainement sauvé le bâtiment de s'effondré ...</i>	44
<i>Figure I.52 : Exemple de contreventement à profile ouvert</i>	45
<i>Figure I.53 : Section rectangulaire</i>	46
<i>Figure I.54 : Epreuve circulaire sollicité en torsion</i>	47
<i>Figure I.55 : Les axes principaux d'inertie</i>	49
<i>Figure I.56 : Création d'un couple de torsion</i>	53

Chapitre II : Réglementation et le coefficient d'amortissement

<i>Figure II.1 : Carte des plaques lithosphériques principales et la distribution des tremblements de terres</i>	54
<i>Figure II.2 : Historique de la sismicité en Algérie</i>	54
<i>Figure II.3 : Première carte de zonage réalisée en 1955</i>	56
<i>Figure II.4 : Modification des coefficients d'amplification dynamique D</i>	58
<i>Figure II.5 : Révision du zonage sismique du RPA 99</i>	59
<i>Figure II.6 : Vibration libre d'un système non-amorti ($\xi=0$)</i>	63
<i>Figure II.7 : Vibration libre d'un système à amortissement critique</i>	64
<i>Figure II.8 : Réponse en oscillation libre d'un système sous-amorti</i>	66
<i>Figure II.9 : Facteur d'amortissement en fonction du nombre de cycles requis pour réduire l'amplitude de moitié</i>	67

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>Figure III.1 : Présentation des différentes dispositions de voiles</i>	69
<i>Figure III.2 : Vue en plan de la structure</i>	69
<i>Figure III.3 : Vue en 3D (trois dimension) de la structure</i>	70
<i>Figure III.4 : Les déplacements suivant xx de la variante 1</i>	73
<i>Figure III.5 : Les déplacements suivant yy de la variante 1</i>	74
<i>Figure III.6 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 1</i>	79
<i>Figure III.7 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 1</i>	80
<i>Figure III.8 : Les déplacements suivant xx de la variante 2</i>	81

<i>Figure III.9 : Les déplacements suivant yy de la variante 2</i>	<i>81</i>
<i>Figure III.10 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 2</i>	<i>87</i>
<i>Figure III.11 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens yy de la variante 2</i>	<i>88</i>
<i>Figure III.12 : Les déplacements suivant xx de la variante 3</i>	<i>89</i>
<i>Figure III.13 : Les déplacements suivant yy de la variante 3</i>	<i>89</i>
<i>Figure III.14 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 3</i>	<i>94</i>
<i>Figure III.15 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens yy de la variante 3</i>	<i>95</i>

Chapitre IV : Etude comparative.

<i>Figure IV.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure en portique</i>	<i>97</i>
<i>Figure IV.2 : Géométrie en plan et en élévation de la structure mixte</i>	<i>98</i>
<i>Figure IV.3 : Déplacements max des deux structures selon les deux sens</i>	<i>99</i>

Liste des tableaux :

Chapitre I: Contreventements

Tableau I.1 : Valeur du coefficient α pour différents règlements de construction parasismique	10
Tableau I.2 : Avantages et inconvénients des portiques en Acier	16
Tableau I.3 : Valeur de coefficient de correcteur dépendant du type de profilé	44
Tableau I.4 : Valeurs de α , $C1$ et β en fonction du rapport h/b	47

Chapitre II: Réglementation et le coefficient d'amortissement

Tableau II.1 : Introduction de quatre (04) sites au lieu de deux (02) sites du RPA88 .	58
Tableau II.2 : Valeurs de ξ (%)	60
Tableau II.3 : Le programme des Eurocodes	60
Tableau II.4 : Le pourcentage d'amortissement en fonction des différents types de contreventement	61
Tableau II.5 : Le pourcentage d'amortissement, associées aux degrés de liberté de la fondation	61

Chapitre III: Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrémentation logarithmique

Tableau III.1 : Représentation des résultats de la variante 1	74
Tableau III.2 : Les résultats des modes suivant les deux sens de la variante 1	79
Tableau III.3 : Représentation des résultats de la variante 2	82
Tableau III.4 : Les résultats des modes suivant les deux sens de la variante 2	86
Tableau III.5 : Représentation des résultats de la variante 3	90
Tableau III.6 : Les résultats des modes suivant les deux sens de la variante 3	94

Chapitre IV: Etude comparative

Tableau IV.1 : Périodes et déplacements modales	98
Tableau IV.2 : Résultats des déplacements max	99
Tableau IV.3 : Résultats de l'effort tranchant à la base	100

Introduction

Générale

Introduction générale :

L'Algérie est un pays à forte sismicité du fait de sa localisation dans une zone de convergence de plaques. La région nord est cataloguée comme une zone à forte sismicité. Elle a connu plusieurs séismes destructeurs de sismicité forte à modérée qui ont engendrée des dommages assez sévère surtout sur des structures en portiques auto-stables.

Suite au dernier séisme qui a eu lieu à BOUMERDES en 2003, la construction en Béton armée pour des portiques auto-stables est soumise à des restrictions à savoir : en *zone I* (zone faible sismicité) la hauteur est limité à 17 mètres (17m) soit 5 niveaux, en *zone II_a* (zone moyenne sismicité) à 14 mètres (14m) soit 4 niveaux, en *zone II_b* (zone moyenne sismicité) à 11 mètres (11m) 3 niveaux et en ***zone III*** (zone forte sismicité), comme la réglementation le préconise dans la littérature[4], à 8 mètres (8m) soit à 2niveaux en Béton Armée pour des portiques auto-stables.

Vu le manque des terrains dans la ***zone III*** et vu l'importance politico-économique de cette partie du territoire et vu la composante démographique qu'elle referme du fait que la demande en logement est importante et ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur. Par conséquent, nous avons opté pour des structures mixtes assurés par des portiques et voiles qui représentent une alternative idéale pour contourner les exigences économiques des structures en voiles. Car :

- ✓ Ces voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ Les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, la zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontale [4].

Au jour d'aujourd'hui, les ingénieurs ont tendance à prendre en considération pour des structures mixtes le coefficient d'amortissement $\xi = 10\%$ lors de leurs calculs. Ce choix a tendance à rigidifier les structures et cet amortissement bloque les vibrations de ces structures qui ont besoin de dissiper de l'énergie. On s'intéresse dans cette étude à des structures mixtes tout en calculant à chaque fois le coefficient d'amortissement grâce au

décroissement logarithmique. Cette procédure va nous permettre de connaître avec exactitudes la valeur de ce coefficient en étudiant plusieurs structures mixtes

Objectif de l'étude :

Notre travail consiste à calculer le coefficient d'amortissement pour des structures mixtes (portiques-voiles) selon les différentes dispositions des voiles. Ce travail est basé sur une analyse linéaire en utilisant le logiciel ETABPS.

Notre avons structuré notre travail comme suit :

CHAPITRE I : Etude des contreventements qui se présente par des plusieurs systèmes de contreventements (portique, voile, mixte et noyau).

CHAPITRE II : Ce chapitre est consacré à la Présentation des différents règlements parasismiques qui tient compte de l'amortissement et de la définition du coefficient d'amortissement.

CHAPITRE III : Dans cette partie, nous allons exposer les différentes variantes que nous avons adoptés pour le calcul du coefficient d'amortissement « ξ » en utilisant le décroissement logarithmique « δ ».

CHAPITRE IV : Dans ce dernier chapitre nous allons faire une étude comparative en faisant varier le coefficient d'amortissement pour une structure mixte (R+3).

Enfin, Nous clôturant notre travail par une conclusion générale

Chapitre I :

Contreventements

1.1/ Introduction :

La forme des bâtiments (aussi bien en plan qu'en élévation) est l'élément le plus important dans la conception car elle peut éviter des désordres graves et voire même empêcher la ruine totale de l'ouvrage lorsque les règles de calcul (NV65 ou RPS 2000, RPA 99 Version 2003 etc.) sont respectées.

La forme doit être aussi simple, symétrique et régulière que possible pour éviter des contraintes dues à la torsion qui restent bien souvent un facteur majeur de ruine. Il est souhaitable que les variations de rigidité soient progressives en plan et en élévation.

Le choix du système porteur et de sa disposition ; un choix judicieux va permettre de minimiser les coûts de la protection parasismique qui pour un ouvrage neuf ne devrait pas excéder 5% du prix du gros œuvre [18].

Le système de contreventement qui fait le plus de victimes dans le monde reste encore l'ossature poteaux poutres en béton armé avec un remplissage en maçonnerie de briques ou de parpaings. Sa fragilité est accrue surtout quand le ferrailage est insuffisant ou bien quand des facteurs de vulnérabilité sont présents (étage souple, poteaux faibles-poutres fortes, poteaux courts etc...). C'est malheureusement le système de contreventement le plus répandu car il est très économique et facile de coffrage. Nous le rencontrons fréquemment en Algérie, au Maroc, en Turquie, en Espagne, au Portugal, en Inde et même en France.

D'où, l'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3) [6].

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

1.2/ Définition du contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure sous l'action d'efforts verticaux et horizontaux à savoir (charges et surcharges, séisme, vent, etc...)

Mais souvent, ils sont destinés à assurer la reprise des efforts horizontaux. Cela, nous amène à se poser des questions sur leurs typologies, leurs matériaux de conception, leurs placements, leur méthodes de calcul, leurs ruines. [18]

1.3/ Conception des contreventements des structures en Béton Armée :

1.3.1/ Principe de conception parasismique des bâtiments :

a. Simplicité :

Le comportement d'une structure est plus facile à comprendre et à modéliser lorsqu'elle est simple. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

b. Continuité :

Toute discontinuité dans la conception d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine globale et non local.

c. Régularité en plan :

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical des constructions. Notons qu'une conception judicieuse de la structure peut quelquefois corriger les inconvénients d'une dissymétrie géométrique. La démarche consiste à faire coïncider le centre des masses avec le centre des rigidités en positionnant les éléments résistants rigides à des endroits adéquats.

Si l'on désire conserver une configuration de volume dissymétrique, il est possible de fractionner les bâtiments par des joints dits parasismiques qui désolidarisent mécaniquement les divers blocs de construction.

d. Régularité en élévation :

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées. (Figure I.1)



Figure I.1 : Irrégularité en élévation et effondrement de la structure sur le RDC. [13]

e. Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés :

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement totale de la structure.

Il est donc fondamental pour la sécurité d'éviter à tout prix des éléments structuraux verticaux !

Ceux-ci sont potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine sans guère de ductilité : (Figure I.2)

- Flambement
- Ecrasement (peu ductile en béton armée).
- Cisaillement alternée (fragile en béton armée et ductile en acier).



Figure I.2 : Cisaillement des poteaux.

f. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global :

Le concepteur de structures est obligé de privilégier les conditions d'un mécanisme plastique global plutôt que local. A cet effet, Le principe « **poteaux forts – poutres faibles** » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres doit être souhaité plutôt que dans les colonnes des ossatures en portique.

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques, on souhaite faire travailler les éléments structuraux dans le domaine plastique sous séisme de projet, il est donc fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. [21]

1.4/ Les différents systèmes de contreventements :

1.4.1/ Contreventement par portiques :

1.4.1.1/ Définition :

Un portique est une structure située dans un même plan vertical et constituée d'éléments appelés barres, c'est-à-dire dont deux dimensions sont petites par rapport à leur longueur.

Pour comprendre l'idée du contreventement, imaginons un cube construit avec des allumettes. Il se déforme lorsque vous poussez sur un coin. Pour éviter cette déformation vous pouvez intercaler un élément diagonal sur trois des côtés. [18]

1.4.1.2/ Principe et fonctionnement :

Les structures en béton armé contreventés par portiques auto-stables sont relativement répandues dans les constructions courantes de bâtiment, vu la simplicité de leurs exécutions ainsi que l'économie sur les matériaux utilisés. Cependant, ce type de structure ne convient pas pour des bâtiments élancés étant donnée leur flexibilité.

Le choix de la forme et le dimensionnement des portiques devraient être faits de sorte que les zones plastifiées (rotules plastiques) ne puissent se former qu'entre les appuis des poutres, c'est à dire que la résistance des poteaux et des nœuds soit supérieur à celle des poutres ; le cas contraire pourrait avoir pour conséquence l'instabilité de la structure (l'effondrement prématuré de la structure).

Le dimensionnement doit conférer aux poutres une déformabilité suffisante pour que leur rupture potentielle soit due à la flexion et non pas au cisaillement. Les portées moyennes, de 5 à 7m sont donc préférables aux petites portées, il est toutefois souhaitable de ne pas dépasser les 10m de portée.

Par rapport à d'autres systèmes structuraux, les caractéristiques dynamiques des portiques sont bien définies, à condition toutefois que sa déformation ne soit pas empêchée par la présence de remplissage ou des parties de structures non prises en compte dans les calculs et qui peuvent modifier la réponse de la structure.

Pour ce type de structures, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes aux extrémités des zones d'extrémités dans lesquelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques. Dans ces zones, sous l'effet des forces sismiques, apparaît une concentration des efforts avec dépassement des limites élastiques des matériaux et une diminution de la rigidité.

Elles subissent des efforts élevés et constituent les zones les plus vulnérables d'une ossature, cela explique le souci de la plupart des règlements des constructions parasismiques de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres.

1.4.1.3/ Modes de rupture :

Les modes de rupture indésirables et qui sont souvent observés dans les structures contreventées par portiques auto-stables sont dus à la formation de rotules plastiques dans les poteaux mal dimensionnés au niveau des zones critiques d'un étage souple, ou dans les nœuds (jonctions poteaux-poutres), la rupture est due à la concentration des contraintes à ses endroits à cause de leur rigidité élevée (*Figure I.3*). [18]

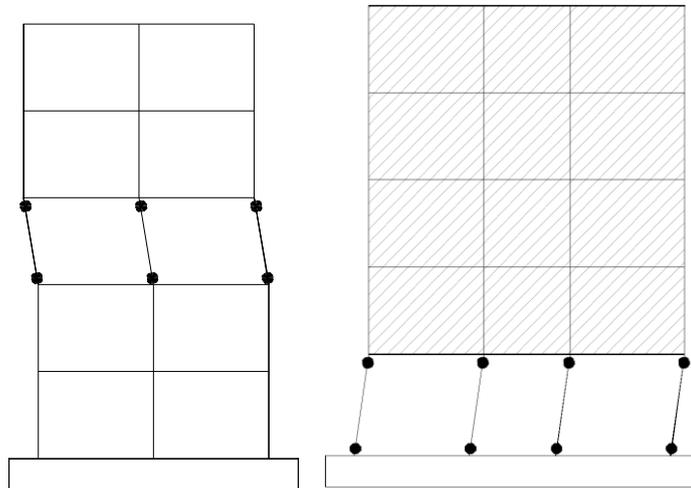
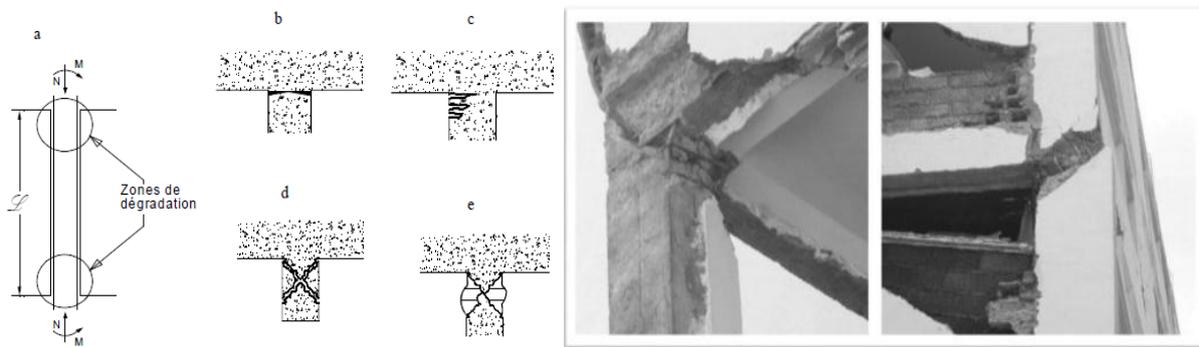


Figure I.3: Formation des rotules plastiques et apparition d'un mécanisme dans les poteaux d'un étage souple.





Figure I.4 : Destruction des rez de chaussée due à la flexibilité.



- Zone critique situé aux extrémités des poteaux.
- Fissuration au droit d'arrêt de bétonnage.
- Fissuration due à l'allongement des armatures longitudinales.
- Fissuration en X.

Figure I.5 : Dégradation des zones critiques des poteaux.

Les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leurs effondrements (*Figure I.5*).

Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternées à 45° en cas de cisaillement pur, générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural.

On assure un dimensionnement surabondant des armatures transversales d'effort tranchant.

Le volume des nœuds doit être fretté afin de prévenir leurs gonflement et l'éclatement du béton ainsi que pour lui assurer une bonne ductilité, l'insuffisance de frettage entraîne souvent l'éclatement des nœuds ou la rupture des têtes de poteaux (*Figure I.6*).

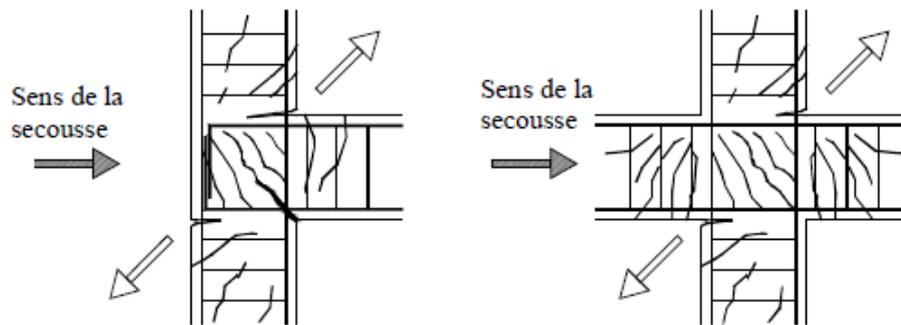


Figure I.6 : Fendage de nœud non fretté : En l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections.

La rupture par cisaillement de ce qu'il est convenu d'appeler des «colonnes courtes» est une cause majeure d'effondrement lors de tremblements de terre. Il s'agit de colonnes trapues, qui sont souvent encastrées dans de solides poutres ou sommiers, ou qui sont rigidifiées par le remplissage ultérieur d'un cadre (Figure I.7). Les poteaux courts d'une manière générale amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal.

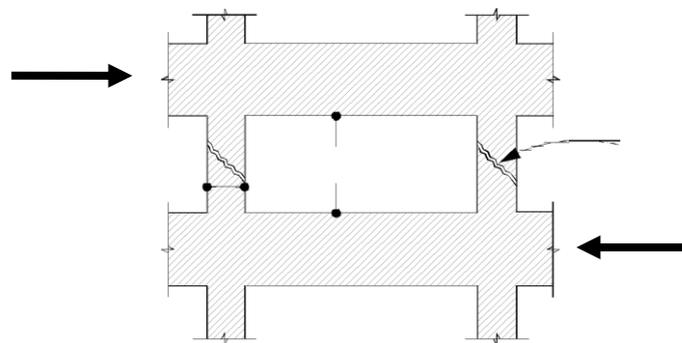


Figure I.7 : Rupture d'un poteau court par effort tranchant. [18]

La partie de poteau de hauteur h considérée par le RPA comme poteau court est $h < 5a$

I.4.1.4/ Ductilité global des ossatures en portique :

La ductilité globale est atteinte en visant l'objectif suivant : les ossatures en portiques doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux. Cet objectif, souvent énoncé « poutres faibles – poteaux forts », n'est pas requis à la base de l'ossature, au plancher supérieur des bâtiments multi-étages et pour les bâtiments à un seul étage.

En effet l'acceptation des rotules plastiques dans les poteaux à la base de l'ossature correspond au fait qu'elles sont inévitables dans le mécanisme global souhaité. Des rotules plastiques peuvent être formées dans les poteaux sous le plancher supérieur des bâtiments parce qu'à cet endroit elles ne correspondent pas à un mécanisme de ruine partielle d'étage (*Figure I.8*).

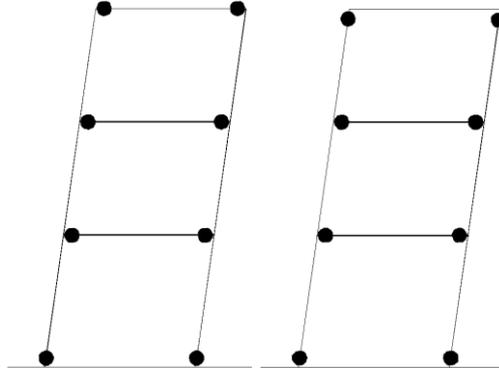


Figure I.8: Deux possibilités de mécanisme global. [18]

Pour réaliser cet objectif, la condition à respecter imposée par les règlements parasismique est la suivante : il faut qu'à chaque nœud de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, on vérifie que :

$$\Sigma M_{Rc} \geq \alpha \Sigma M_{Rb} \quad |M_n| + |M_s| \geq \alpha (|M_w| + |M_e|)$$

Certaines valeurs du coefficient α sont présentées au *tableau I.1*

<i>Règlement</i>	<i>Coefficient α</i>
RPA 99 version 2003	1,25
Euro code 8	1,30
ACI 318-02	6/5

Tableau I.1: Valeur du coefficient α pour différents règlements de construction parasismique.

ΣM_{Rc} : est la somme des moments résistants de flexion (moments plastiques) des poteaux connectés au nœud. Les M_{Rc} dépendent de l'effort normal N et doivent être calculés en fonction de l'effort normal le plus défavorable dans la situation sismique de calcul.

M_{Rb} : est la somme des moments résistants de flexion (moments plastiques) des poutres connectées au nœud.

La condition $\Sigma M_{Rc} \geq \alpha \Sigma M_{Rb}$ doit être satisfaite à chaque nœud dans deux plans verticaux orthogonaux de flexion de la structure et dans les deux directions (positive et négative) d'action des moments des poutres autour du nœud. Si le système structural est une ossature en portique dans une des deux directions principales, la condition doit être satisfaite uniquement dans cette direction (*Figure I.9*). [21]

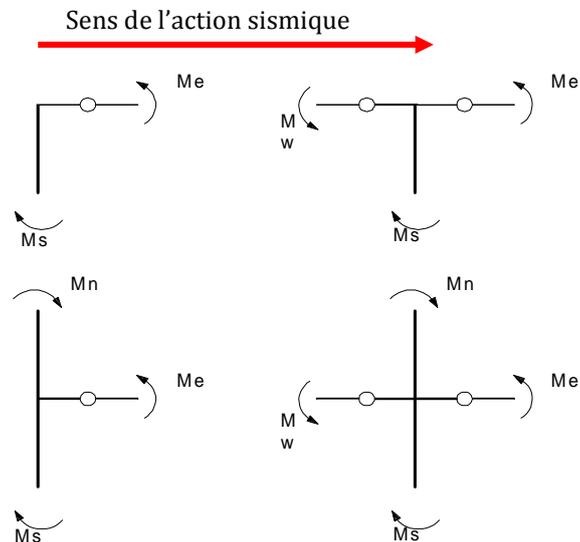


Figure I.9 : *Equilibre des moments autour du nœud.*

1.4.1.5/ Les types de portique :

1.4.1.5.1/ Classification selon le type de nœud :

On peut classer les portiques en deux catégories :

- Les portiques à nœuds déplaçables, le contreventement sont assurée par des éléments raides tels que les voiles de contreventement, mur en maçonnerie (*Figure I.10*).

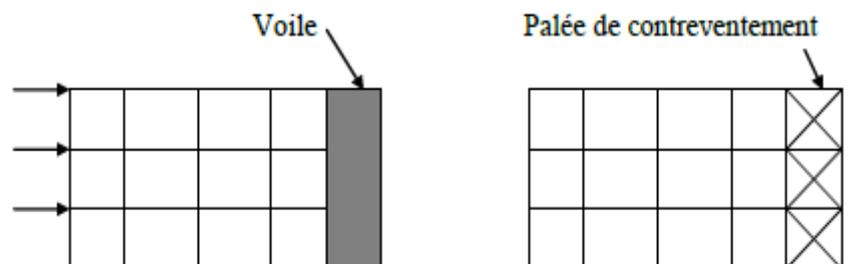


Figure I.10 : *Portiques à nœuds déplaçables.*

- Les portiques à nœuds déplaçables reprenant directement les efforts horizontaux.

Remarque :

Les portiques en Béton Armée à nœuds déplaçables sont peu utilisés, car le contreventement est assuré de façon onéreuse et avec des déplacements pas toujours compatibles avec les déformations que peuvent supporter sans désordre les remplissages (se référer à l'article B.8.1, 2 du BAEL).

I.4.1.5.2/ Classification selon la composition :

a. Portiques simples :

Les portiques simples sont des portiques composés d'un seul étage (*Figure I.11*).

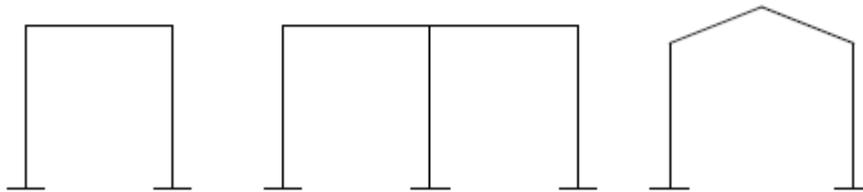


Figure I.11 : Exemples de portiques simples.

b. Portiques multiples :

Contrairement aux portiques simples les portiques multiples se composent de plusieurs étages et on les décompose en plusieurs portiques élémentaires pour déduire la partie de l'effort repris par chacun d'entre eux (*Figure I.12*).

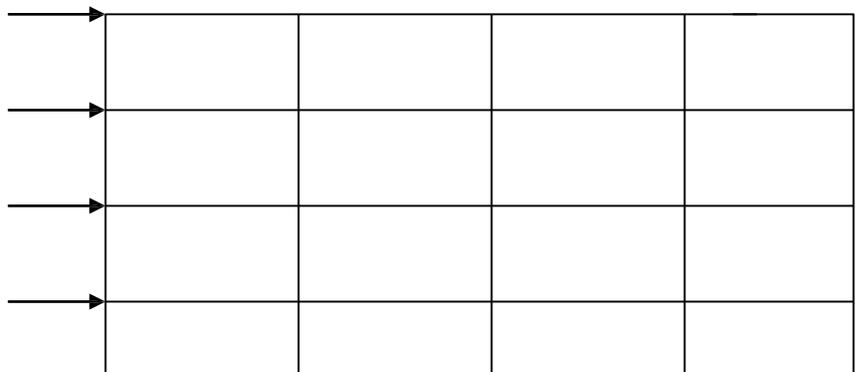


Figure I.12 : Exemple de portique multiple.

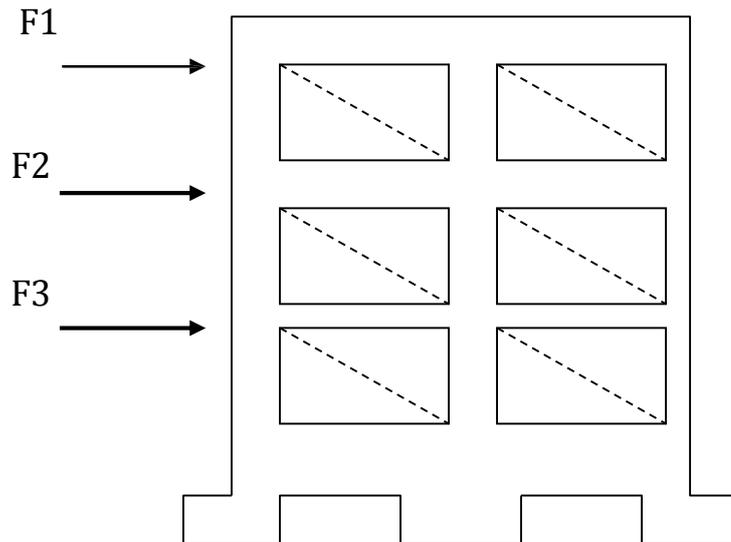


Figure I.13 : Exemple de portique avec remplissage en maçonnerie.

La figure I.13 qui représente un bâtiment à trois étages et dans laquelle on a placé des remplissages en maçonnerie.

On a alors en ce qui concerne les forces horizontales, un système triangulé dont les diagonales comprimées sont constituées par des bielles de maçonnerie. [18]

1.4.1.6/ Distribution des efforts horizontaux :

1.4.1.6.1/ Décomposition d'un bâtiment en plusieurs portiques élémentaires :

Un bâtiment est composé de plusieurs portiques dans l'espace appelée portiques élémentaires. Chaque portique est étudié comme un système à deux dimensions et on se retrouve avec des portiques de rives et des portiques intermédiaires.

1.4.1.6.2/ les efforts repris par chaque portique élémentaire :

Les portiques élémentaires sont parallèles entre eux et suivant la direction de l'effort horizontal considéré.

En admettant l'hypothèse de l'indéformabilité des planchers chaque portique élémentaire subit le même déplacement. De ce fait chaque portique ou plan de contreventement reprendra un effort proportionnel à son inertie (*Figure I.14*).

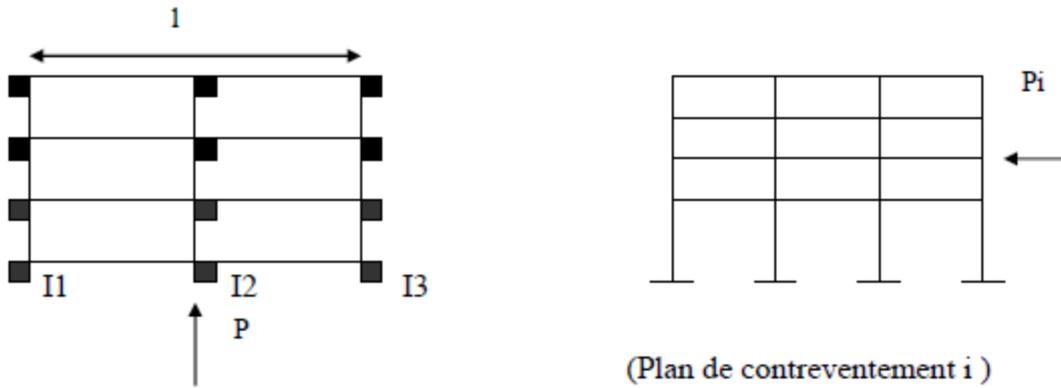


Figure I.14 : Décomposition d'une structure en plan de contreventement.

Soit la structure représenté dans la figure I .11, les efforts horizontaux seront repris par les portiques 1, 2 et 3 avec I1, I2 et I3 leurs inerties.

On note par P_i l'effort repris par chaque plan de portique : $P_i = \frac{T \cdot I_i}{\sum_i^n I_j} \dots \dots \dots (1)$

Avec n le nombre de plans de contreventement.

Dans le cas de la figure I.11 et si on suppose que $I1=I3=I2/2$ on a

$$P1 = P3 = \frac{P \cdot I1}{I1 + I2 + I3} = \frac{P}{4} \quad P2 = \frac{P \cdot I2}{I1 + I2 + I3} = \frac{P}{2} \dots \dots \dots (2)$$

Lorsque la résultante générale de l'effort horizontal ne passe pas par le centre de torsion, les planchers sont soumis à une rotation autour de ce même point d'où la nécessité de connaître sa position (Figure I.15). [18]

1.4.1.7/ la position du centre de torsion :

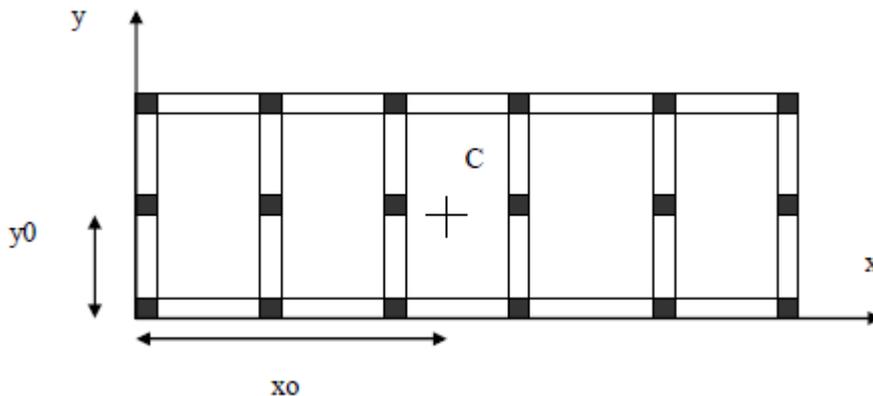


Figure I.15 : Emplacement du centre de torsion. [18]

x_0 et y_0 sont les coordonnées du centre de torsion C dans le repère OXY.

$$x_0 = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} * x_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \qquad y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} * y_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} \dots \dots \dots (3)$$

I_{xi} et I_{yi} représentent les inerties des divers poteaux par rapport à un axe parallèle à xx et yy et passant par le centre de gravité de l'élément.

I.4.1.8/ Les sollicitations dans les portiques :

Puisque les portiques sont un assemblage de poteaux et poutres, déterminer les sollicitations dans un portique ça se ramène à leur détermination au niveau des poteaux, et des poutres.

I.4.1.8.1/ Poteaux :

Dans le cas où la raideur des poutres est supérieure au 1/5 de la raideur du poteau le plus raide on peut admettre que les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulées à mi-hauteur de l'étage (*Figure I.16*).

Les efforts horizontaux agissant sur une file de poteau (plan de contreventement) se répartissent proportionnellement à l'inertie de chaque poteau, sauf pour les poteaux de rive ou leur inertie est multi lié par un coefficient égal à 0.8

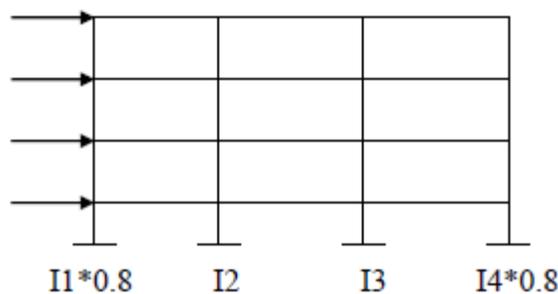


Figure I.16 : Effort Tranchant sur poteaux.

I.4.1.8.2/ Poutres :

Pour l'évaluation des moments et des efforts tranchant dans les poutres, il y a plusieurs méthodes approchées et exactes.

a. Méthodes exactes :

Elles comportent les méthodes de la RDM (3 moments), méthode des foyers, etc.

b. Méthodes approchées :

Ces méthodes distinguent le cas des charges modérées et le cas des charges élevé (méthode de Caquot).

1.4.1.9/ Etudes des portiques en acier :

1.4.1.9.1/ Utilisation des portiques en aciers :

Les portiques métalliques sont très utilisés pour les constructions industrielles, plus rarement pour les bureaux et les habitations pour les raisons suivantes (*Tableau I.2*) :

<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
<ul style="list-style-type: none">- Légèreté- Préfabrication facile surtout en atelier.- Faible encombrement.- Montage rapide sur chantier.	<ul style="list-style-type: none">- Déformation plus grands sous charges appliquées.- Sensibilité au feu.- Risque de corrosion élevé.- Barre comprimé sensiblement au flambement.

Tableau I.2 : Avantages et inconvénients des portiques en Acier.

Les portiques en aciers peuvent être auto contreventé (assez déformable sous l'effet de vent ou séisme), soit contreventé par des diagonales métalliques ou des voiles en béton armé ou non armé (*Figures I.17*), (*Figure I.18*) et (*Figure I.19*)

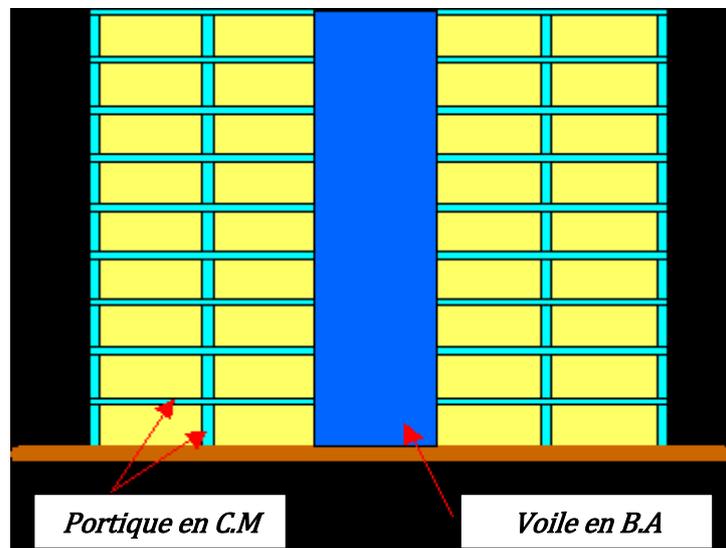


Figure I.17 : Portiques en Construction Métallique. Sur une structure en voiles en béton armé.

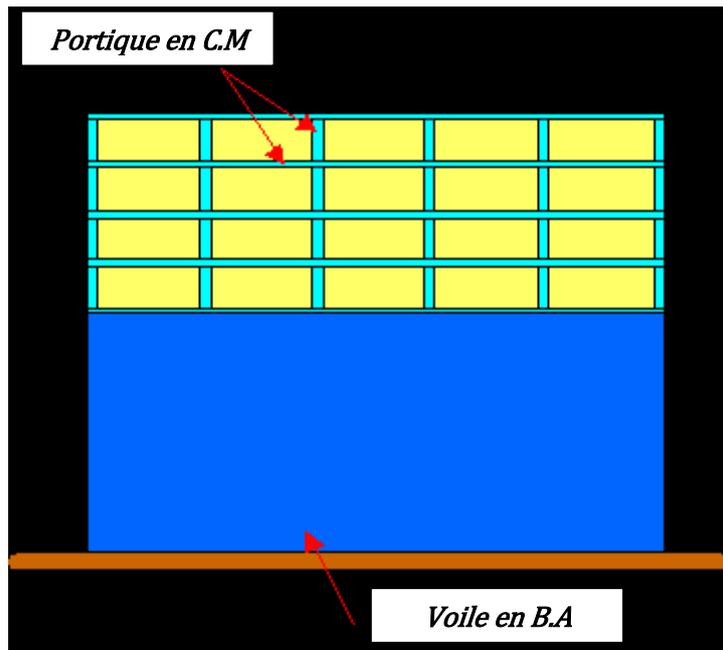


Figure I.18 : Portiques en Construction Métallique. Sur une structure en voiles en béton armé.

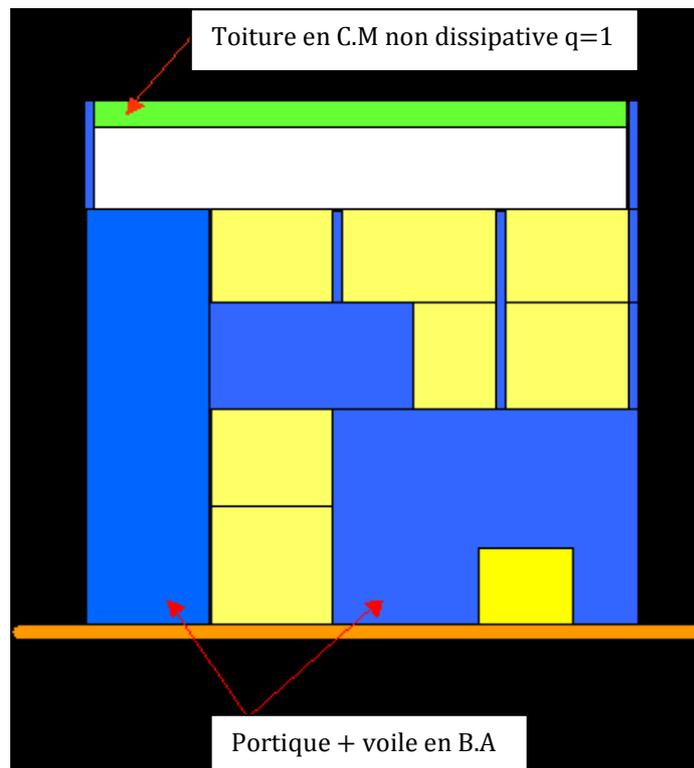


Figure I.19 : Structure en Construction Métallique au dernier niveau d'une structure en voiles béton armé. [18]

1.4.1.9.2/ Palées de triangulation :

C'est le moyen le plus économique et le plus simple pour les bâtiments de faible hauteurs. Pour s'opposer à la déformation, cette solution utilise une ou plusieurs barres métalliques formant une triangulation dans une partie de l'ossature dans le plan vertical.

Les palées de triangulation peuvent être réalisées par des profilées (cornières), tubes, etc (voir figure 20,21, 22, 23 et 24). [18]

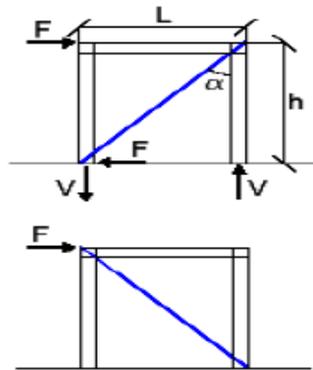


Figure I.20 : Diagonale tendue, diagonale comprimée.

Il faut noter que le vent par exemple change de direction et en présence d'une seule diagonale (écharpe) cette dernière tendue peut être comprimée une fois et tendue une autre fois.

Les barres ne sont soumises qu'à des efforts normaux de traction ou compression et forment ce qu'on appelle des palées de stabilité.

Ces palées peuvent transmettre les efforts horizontaux sur un ou plusieurs étages.

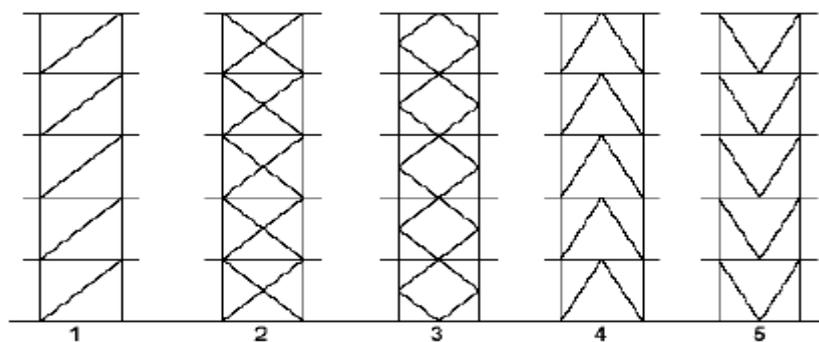


Figure I.21 : Exemples de palées de triangulations.

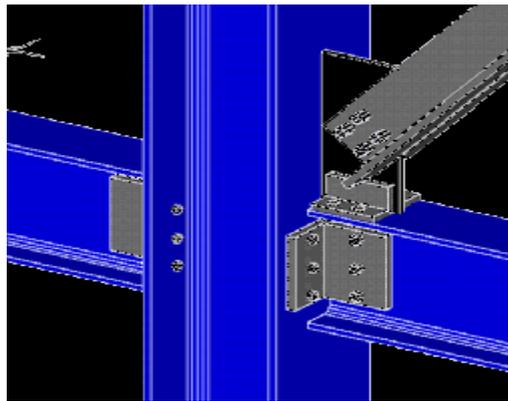


Figure I.22 : Barres de triangulation par cornières.

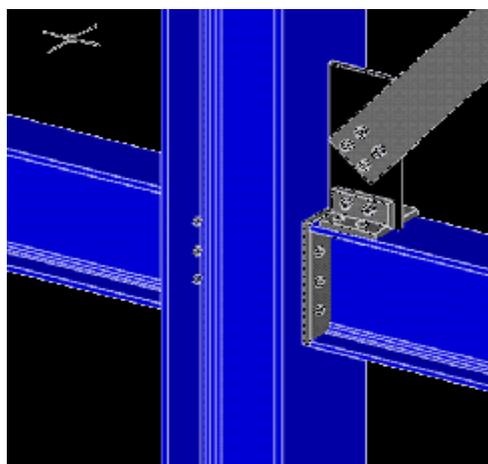


Figure I.23 : Barres de triangulation par un fer plat sur gousset.

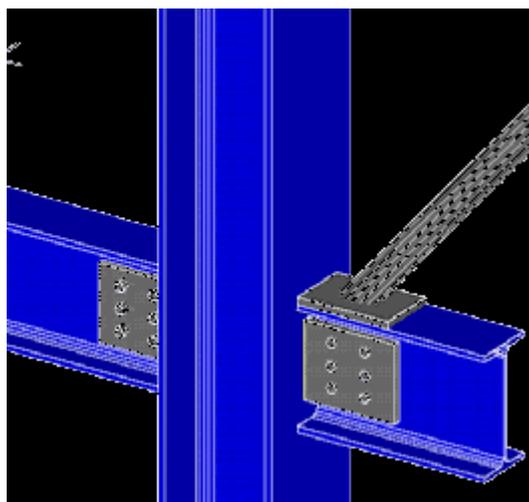


Figure I.24 : Barres de triangulation par tubes. [18]

Remarque :

L'ossature métallique peut être stabilisée par des tubes verticaux réalisés en béton, c'est cages servant à abriter les circulations verticales (escaliers, ascenseurs).
Les poutres et dalles de plancher doivent être rendues solidaires du noyau

1.4.1.9.3/ Une structure auto contreventée :

Trois procédés permettent d'avoir une structure auto stable et auto contreventée :

- L'encastrement à la base des éléments verticaux porteurs.
- L'association d'éléments linéaires ou bidirectionnels articulés. [18]

1.4.2/ Contreventement par VOILES :

1.4.2.1/ Définition :

Vus en plan, les murs en béton ont la plupart du temps une géométrie basée sur des assemblages de panneaux rectilignes. Par exemple, un mur en forme de L (en plan) est constitué de deux panneaux rectilignes solidaires au niveau de l'arête du L.

Généralement, un voile est fondé en pied de bâtiment et monte verticalement dans le bâtiment, avec éventuellement des changements de section à certains niveaux.

Les cas de chargements possibles sont :

- Compression sans flexion
- Une charge verticale dans le plan du voile en plus de l'action du vent perpendiculaire à sa surface (flexion verticale, flexion horizontale). [18]

Les refends pleins transmettent également les charges verticales aux fondations. Dans la pratique, compte tenu de l'hypothèse d'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion, compression sont étudiés séparément.

L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité et un calcul plus fin, tenant compte des différentes phases de la construction (fluage, retrait), ne s'impose qu'au niveau de l'exécution pour des structures exceptionnelles.

En ce qui concerne les sollicitations horizontales, le problème est le suivant : connaissant les efforts extérieurs, déterminer leurs répartitions entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés. Les contraintes sont obtenues par les formules habituelles de la résistance de matériaux.

1.4.2.2/ Principe et fonctionnement :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Les bâtiments avec voiles en béton armé ont montrés un excellent comportement sous l'action sismique même lors des séismes majeurs. Ils ne comportent pas de zones aussi vulnérables tel que les nœuds de portiques et la présence de murs de remplissage n'entraîne pas de sollicitations locales graves. Les dégâts subis par les voiles sont en général peu importants et facilement réparables. La grande rigidité des voiles réduit par ailleurs les déplacements relatifs des planchers (*Figure. I.25*) et par conséquent, les dommages causés aux éléments non structuraux, ainsi que les effets psychologiques sur les personnes. Dans les terrains meubles, les bâtiments en voiles imposent au sol des déformations qui permettent de dissiper une quantité importante d'énergie à laquelle l'ossature est donc soustraite. Par ailleurs, même largement fissurés, les voiles peuvent supporter les planchers et réduire le risque d'effondrement. Toutefois, les voiles non armés ou faiblement armés peuvent subir, en cas de séisme violent, des dommages importants.

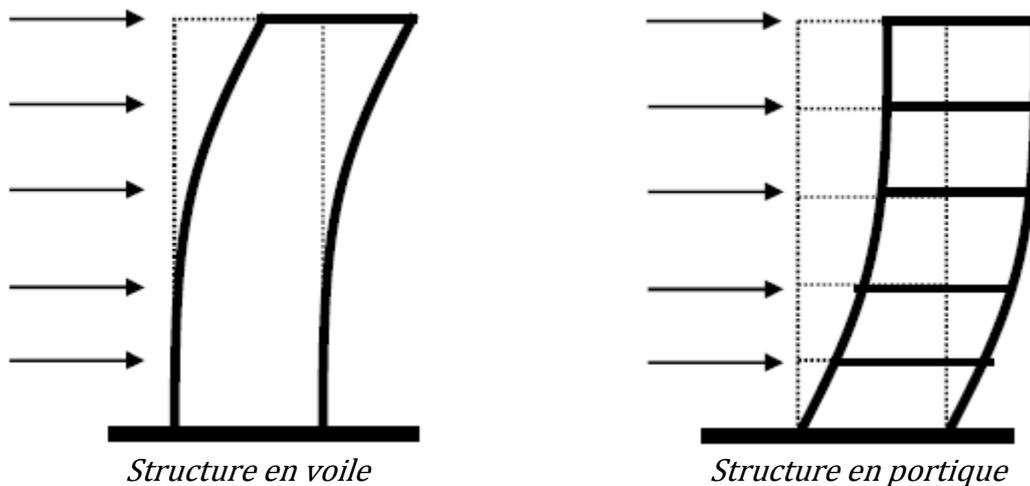


Figure I.25: Etat de déformation d'une structure à gauche en voile, à droite en portique.

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions, dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales.

On doit toutefois renforcer les extrémités des voiles par des poteaux ou des retours d'angle cette mesure est particulièrement recommandée. Elle confère également aux voiles une plus grande résistance dans le domaine élastique (meilleure résistance au flambement des bords comprimés). De plus, après le dépassement de la résistance du voile, l'élément continu à porter les charges par effet de portique.

Les dégâts souvent observés sur les voiles sont des fissures du béton au droit des zones de reprises de bétonnage, un soin particulier doit donc être apporté à leur exécution. Il est préférable de couler les voiles et les planchers en même temps (technique du coffrage tunnel).

La rigidité et la résistance des voiles diminuent avec le nombre et l'importance d'ouvertures, par ailleurs, elles devraient être superposées afin de préserver les trumeaux résistants.

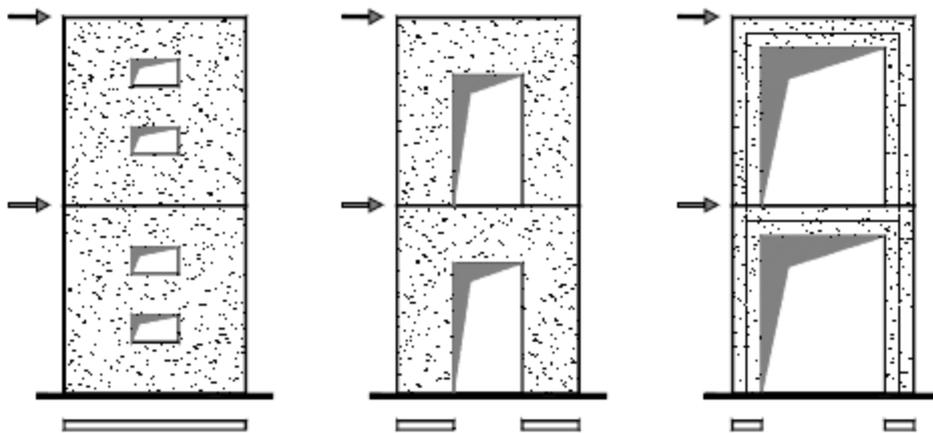


Figure I.26: Le nombre et l'importance des ouvertures. [21]

Dans le cas des murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importante de l'énergie par la formation des rotules plastiques (*Figure I.27*).

Les linteaux sont fortement sollicités à l'effort tranchant, leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Pour le calcul, les linteaux sont traités comme des poutres ou pièces courtes.

Il est parfois possible d'éviter l'exécution d'éléments de construction fortement armés par des choix architecturaux judicieux. Ainsi plutôt que de réaliser deux murs couplés, qui ne donnent comme inertie totale que la somme des 2 inerties individuelles de chaque mur et qui impliquent des poutres de couplage fortement armées, on peut gagner en inertie flexionnelle, en faisant travailler l'ensemble comme une seule poutre, simplement en alternant les ouvertures au lieu de les aligner. (*Figure I.28*).

Pour la répartition des efforts on ne tient pas compte des ouvertures (refond plein).

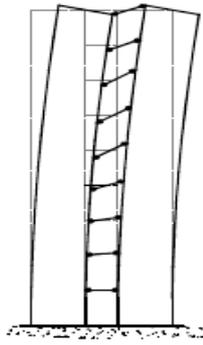


Figure I.27 : Formation des rotules Plastiques dans les linteaux. [21]

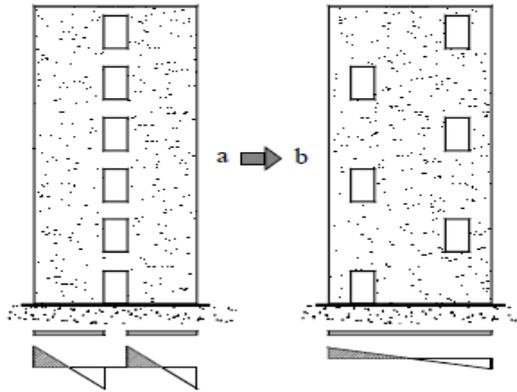


Figure I.28 : La conception b : Refond a Ouverture décalé, elle évite les poutres de Couplage. [21]

La réalisation des structures en voiles nécessite un coût plus au moins élevé, du fait que la quantité du béton et des aciers de la structure est importante, comparée à celles d'une structure en portiques auto-stables, ainsi que l'utilisation d'un équipement coûteux tel que l'investissement sur le coffrage (coffrage tunnel, tables et banches, coffrage glissant, grues d'une certaine capacité de levage). Mais d'un autre côté, un gain considérable dans la durée d'exécution du projet (une réduction dans le temps de décoffrage des planchers), la facilité d'exécution et la possibilité d'amortissement des équipements sur plusieurs blocs réalisés. En plus, de multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures en zone sismique. (Figure I.29)



Figure I.29 : Bâtiment en cours de construction avec voiles en B.A, très bonne résistance à l'action sismique. [13]

1.4.2.3/ Modes de rupture :

Les modes de ruptures des voiles élancés sont représentés sur les figures ci-dessus (Figure I.30) et (Figure I.31).

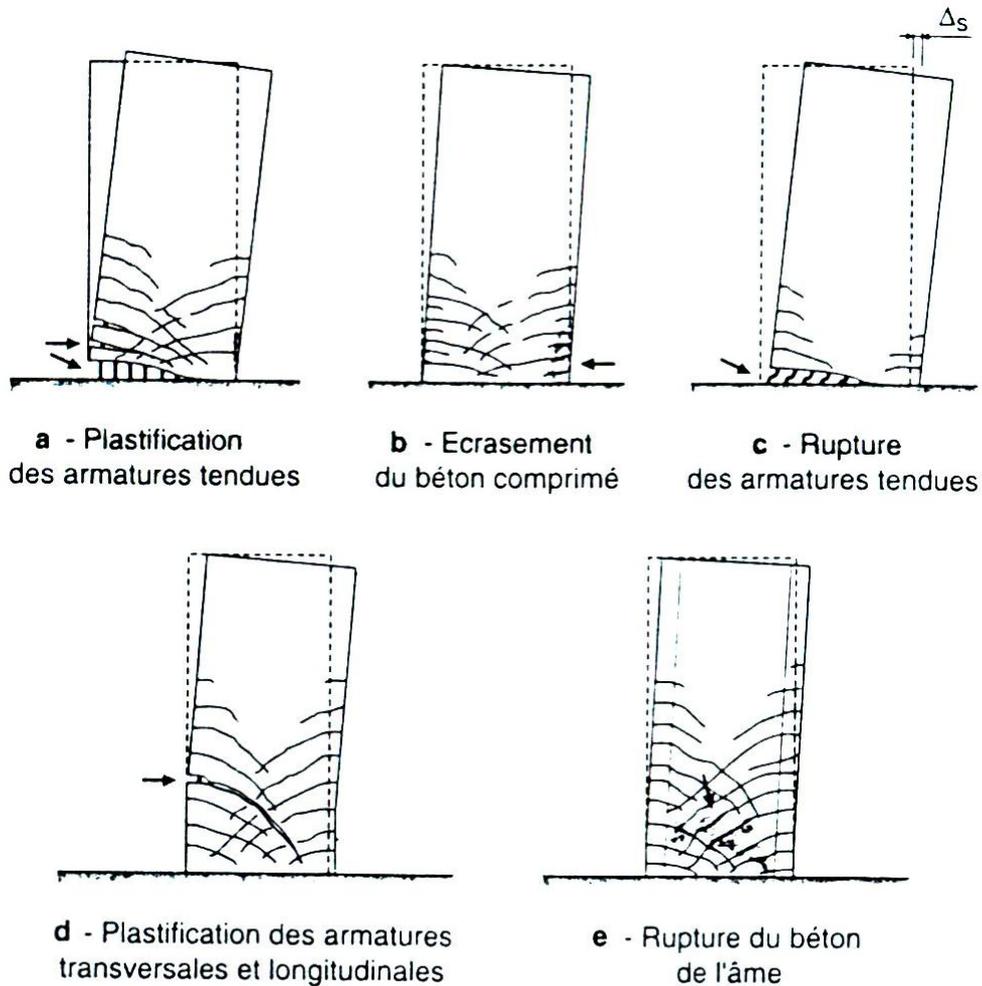


Figure I.30 : Modes de ruptures des voiles élancés.

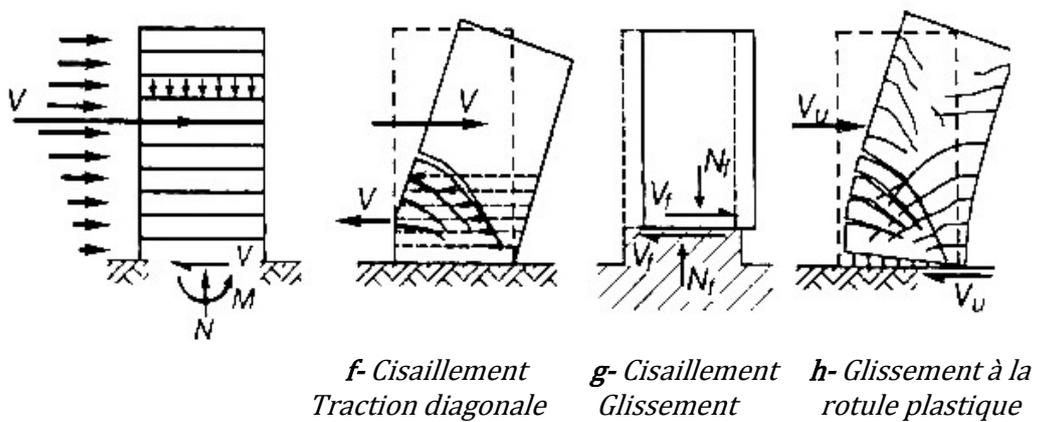


Figure I.31 : Modes de ruine indésirable dans les murs ductiles.

I.4.2.3.1/ Rupture en flexion :

Mode a :

Rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé (Figure I.30 a)

C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure de voile avec une importante de dissipation d'énergie. On observe que ce mode de ruine dans les voiles très élancés soumise à un effort normale de compression faible et à cisaillement modéré.

Mode b :

Rupture par écrasement du béton comprimé (Figure I.30 b). Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode b est moins ductile que le mode a, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

Mode c :

Rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues (Figure I.30 c). C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrés aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

I.4.2.3.2/ Rupture en flexion et cisaillement:

Mode d :

Rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales (Figure I.30 d).

C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

I.4.2.3.3/ Rupture par effort tranchant :

Mode e :

Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe dans les voiles munis de raidisseurs fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés (Figure I.30 e).

Mode f-g-h :

Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans le cas des voiles moyennement élancés.

Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible (Figure I.31 f, g et h). [21]

1.4.2.4/ Les types de contreventement par voiles :

Le contreventement par voiles peut être :

- Interne : refends internes, cage escaliers, noyau central (*Figure I.32*)



Figure I.32: Voiles intérieurs cage d'escalier, d'ascenseur, noyau central.

- Externe : Voiles de façades (Pignon) (*Figure I.33*)



a) Voiles de pignon – coupe horizontal

b) Contreventement en X

Figure I.33: Voiles externes.

On peut considérer deux types de voiles :

- Voiles simples rectangulaires (droit ou en I) d'épaisseurs « e » et de hauteur « h »
- Refends composés de plusieurs voiles simples en forme de T U L H Z assemblé de façon à former un ensemble rigide (*Figure I.34*).

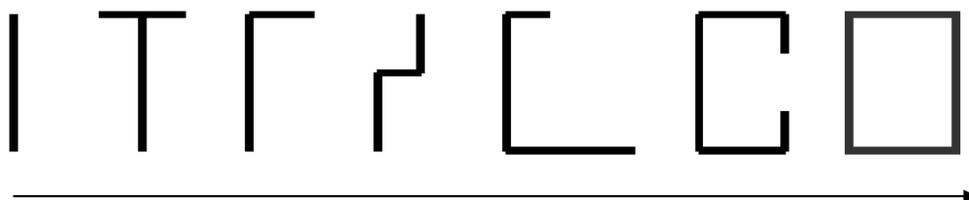


Figure I.34: Formes de voiles.

Remarque :

La rigidité à la torsion augmente dans le sens de la flèche.

I.4.2.5/ Contreventement par éléments ne présentant pas de rigidité à la torsion :

I.4.2.5.1/ Contreventement par refends parallèles (une seule direction) :

1) Modélisation du problème :

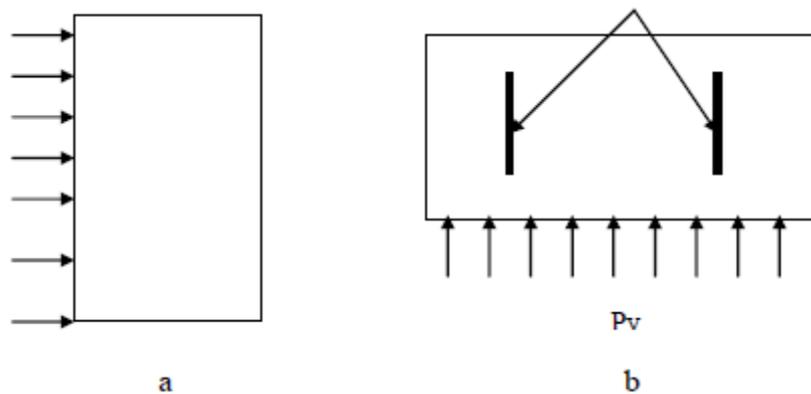


Figure I.35 : a - Coupe longitudinale d'un bâtiment sous l'effet du vent, b - Coupe transversal.

Ce cas se rencontre fréquemment dans les bâtiments d'habitation d'une dizaine d'étages. Le déplacement de l'ensemble est constitué d'une rotation et d'une translation si la force extérieure w n'est pas appliquée à une demi-distance des 2 voiles (Figure I.35). On peut négliger la rigidité à la torsion des voiles.

On peut modéliser le schéma de la figure I.35 et on se retrouve en présence d'une poutre horizontale (la façade) sur deux appuis élastique (les deux voiles), soumise à une charge répartie P_y (Figure I.36).

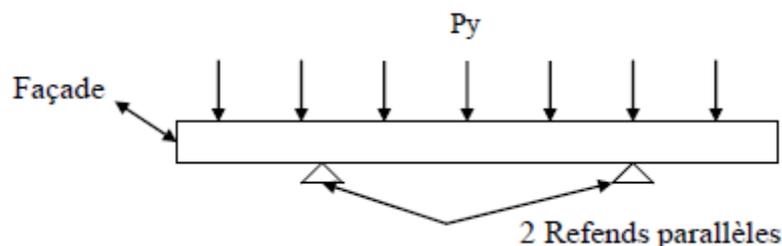


Figure I.36 : Façade soumise à une charge uniforme de vent et appuyé sur deux refends.

2) Etude de cas :

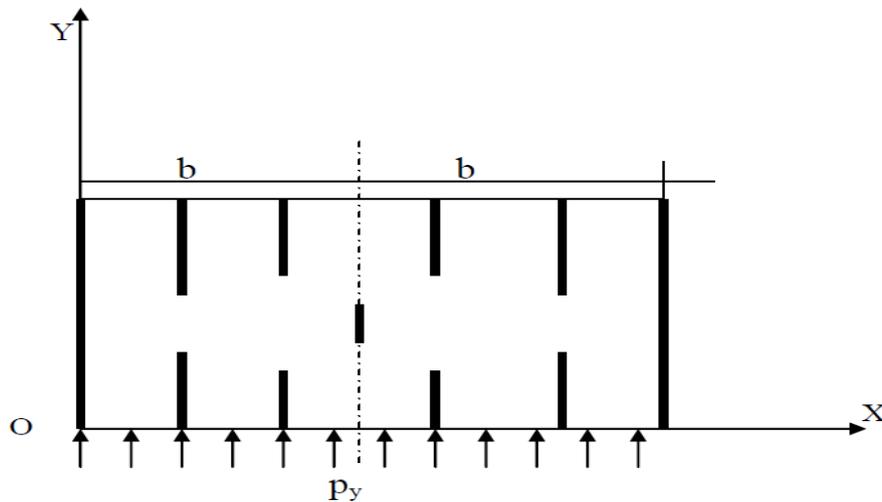


Figure I.37: Contreventement par Refends parallèles.

Soient n voiles parallèles d'inertie I_i . Chaque voile à son axe situé à une distance donnée par rapport à un repère O x y.

Soit l'abscisse x_i l'abscisse de la force extérieure P_y .

Pour un effort P_Y parallèle à Oy , le déplacement du plancher en un point donné peut se décomposer en une translation parallèle à Oy et une rotation autour du point O.

On cherche la répartition des efforts créés par la charge horizontales $P_y(z)$ entre les différents refends (Figure I.37).

$P_y(z)$: la charge horizontale P est dirigé dans la direction de Oy à un z donné l'étude est menée en modèle continu avec les hypothèses particulières suivantes :

- ✓ Les refends sont d'inertie constante et sont encastres à la base dans une fondation rigide (Présence d'encastrement parfaits).
- ✓ Les refends ne se déforment pas en distorsion.
- ✓ La rigidité à la torsion pure les refends est négligeable.

Notation

Le bâtiment étant étudié dans la direction Y.

$T(z) = \int_z^H p(z) dz$: Effort tranchant à la cote z

$v_i(z)$: Flèche du Refend i

$T_i(z)$: Effort tranchant sollicitant le Refend i

$(EI)_i$: Rigidité flexionnelle du Refend i

λ_i : Implantation du Refend i dans le système OXY

3) Recherche de centre de flexion :

Compte tenu des hypothèses, la relation déformation effort du au i^{ème} Refend est :

On a : $EI \times \frac{d^2 v_i(z)}{dz^2} = -M(z) \rightarrow (EI)_i \times \frac{d^3 v_i}{dz^3} = -T_i(z) \dots \dots \dots (4)$

$\frac{dM(z)}{dz} = T(z)$

L'équilibre des efforts à la cote z s'écrit, avec les conventions de signes adoptées:

$\sum T_i(z) = \tau(z) \dots \dots \dots (5)$ par projection sur OY

$\sum \lambda_i T_i(z) = b\tau(z) \dots \dots \dots (6)$ pour les moments autour de OZ

L'hypothèse sur la rigidité des planchers se traduit par (Figure I.38) :

$v_i = V + \lambda_i \theta \dots \dots \dots (7)$

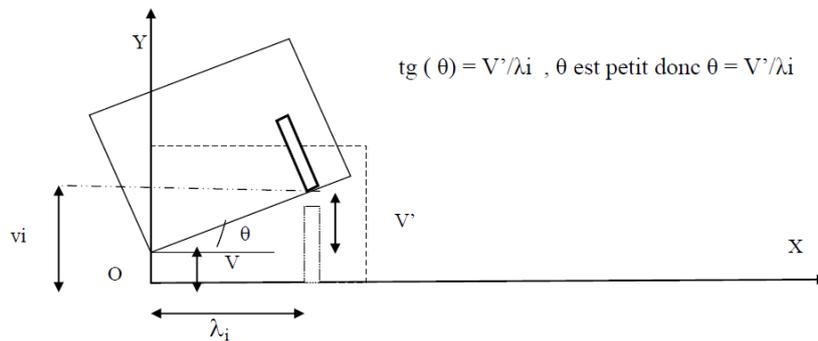


Figure I.38 : Translation et rotation du Refend.

La relation déformation et effort tranchant devient alors :

De (4) et (7) on obtient :

$EI \frac{d^3(V + \lambda_i \theta)}{dz^3} = -T_i(z) = EI \times \left(\frac{d^3 V}{dz^3} + \lambda_i \times \frac{d^3 \theta}{dz^3} \right) = -T_i(z) \dots \dots \dots (8)$

On introduit la relation (5) dans l'équation (2), on aura :

$\left. \begin{aligned} \sum T_i(z) = \tau(z) \rightarrow \sum EI \times \left(\frac{d^3 V}{dz^3} + \lambda_i \times \frac{d^3 \theta}{dz^3} \right) = -\tau(z) \\ \frac{d^3 V}{dz^3} \sum (EI)_i + \frac{d^3 \theta}{dz^3} \sum \lambda_i (EI)_i = -\tau(z) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$

En introduisant la relation (8) dans l'équation d'équilibre (6), on a :

$$\frac{d^3V}{dz^3} \sum \lambda_i(EI)_i + \frac{d^3\theta}{dz^3} \sum \lambda_i^2(EI)_i = -b\tau(z) \dots\dots\dots (10)$$

⇒ Si la résultante de la charge appliquée passe par le centre de flexion, l'effet de la torsion est négligé ceci implique :

$$\sum \lambda_i(EI)_i = 0 \dots\dots\dots (11)$$

On effectue un changement de la variable par les paramètres suivants :

$$\alpha = \frac{\sum \lambda_i(EI)_i}{\sum (EI)_i}$$

$$\begin{cases} r_i = \lambda_i - \alpha \\ a = b - \alpha \end{cases}$$

En remplaçant (9) dans l'équation (11), on aura :

$$\frac{d^3V}{dz^3} \sum (EI)_i = -\tau(z) \dots\dots\dots(12)$$

$$\frac{d^3\theta}{dz^3} \left(\sum (EI)_i \times (r_i - \alpha)^2 \right) = -(a + \alpha) \times \tau(z) = -b\tau(z)$$

$$r_i = \lambda_i - \alpha \quad \rightarrow \quad r_i = \lambda_i$$

Parce que $\alpha = 0$ suivant la relation (9)

$$\frac{d^3\theta}{dz^3} (\sum r_i^2) = -a\tau(z) = -\xi(z) \dots\dots\dots(13)$$

Lorsque la sollicitation extérieure est rapportée au centre de flexion, les effets de la flexion et de la torsion peuvent être étudiés indépendamment l'un de l'autre.

Remarque :

Dans ce qui précède, les Refends n'ont de rigidité que dans le sens OY. Donc le centre de flexion n'est défini que par son abscisse.

4) Répartition de l'effort extérieure entre les différents refends :

4.1-Répartition des efforts horizontaux entre les voiles "proportionnellement aux inerties":

Une autre conséquence de l'identité des déformées pour les voiles d'une même file et que la répartition des efforts horizontaux externes entre les voiles d'un bâtiment fléchi va se faire "proportionnellement aux inerties".

Les guillemets sont là pour indiquer que les choses sont en pratique un peu plus compliquées que cela, mais cette vision simplificatrice aide à fixer des ordres de grandeurs lors de l'étude d'un bâtiment.

Imaginons par exemple deux voiles plans voisins, alignés et de même épaisseur, l'un deux fois plus large que l'autre : le premier reprendra environ 8 fois plus d'efforts que le second. On suppose que l'axe OY coïncide avec le support du centre de flexion et que par conséquent $\sum r_i(EI)_i = 0$

4.2-Effet de flexion :

$$\frac{d^3V}{dz^3} \sum (EI)_i = -\tau(z)$$

$v_i = V$ (pas de torsion puisqu'on étudie dans un premier temps) :

$$\frac{d^3v_i}{dz^3} = -\frac{T_i}{(EI)_i}$$

Des équations (4) et (12) on obtiendra :

$$T_i = \frac{(EI)_i}{\sum (EI)_i} \tau(z) \dots\dots\dots(14)$$

Donc, en flexion pure (sans torsion) les efforts tranchants sollicitants les Refends sont proportionnelles aux rigidités.

4.3-Effet de torsion :

$$\frac{d^3\theta}{dz^3} \left(\sum r_i^2 (EI)_i \right) = -\xi(z)$$

$v_i = r_i\theta$ (pas de flexion puisqu'on étudie la torsion seul dans un deuxième temps)

$$\frac{d^3v_i}{dz^3} = -\frac{T_i 2}{(EI)_i}$$

De l'équation (4) et (13) on obtiendra :

$$T_{i2} = \frac{r_i(EI)_i}{\sum r_i^2(EI)_i} \xi \dots\dots\dots(15)$$

Le couple de torsion ξ est repris par la flexion des Refends. D'où le nom de torion fléchie à ce type de sollicitation. On vérifie bien que la somme des efforts tranchants provenant de la torsion fléchie est nulle puisque :

Avec l'hypothèse qu'on se trouve dans l'axe de centre de flexion on a :

$$\sum r_i(EI)_i = 0 \quad \rightarrow \quad \sum T_i = \sum T_{i1} + \sum T_{i2} \quad \Rightarrow \quad \sum T_i = \sum T_{i1}$$

4.4-Distribution des contraintes normales :

Avec les conventions de signes adoptées, on définira le moment sollicitant le Refend i par : [18]

$$M = - \int_z^H T_i(z) dz \dots\dots(16)$$

Et le moment extérieur par :

$$m(z) = - \int_z^H \tau(z) dz \dots\dots\dots (17)$$

De même on posera :

$$B(z) = \int_z^H \xi dz$$

B est appelé le bi moment.

C'est le produit d'un moment par une longueur. Ses propriétés seront étudiées ultérieurement, mais on peut dès maintenant le définir comme l'intégrale du couple de torsion fléchie (couple de torsion repris en flexion c'est-à-dire équilibré par des contraintes normales).

La loi de NAVIER-BERNOULLI de la section plane permet de calculer la contrainte normale dans l'élément (i).

$$\sigma_i = \frac{M_i y}{I_i} \dots\dots\dots(18)$$

A partir de 18,19,20 on a :

- Contrainte dues à la flexion seule

$$\sigma_i = \frac{y}{I_i} - \int_z^H \frac{(EI)_i}{\sum (EI)_i} \tau(z) dz = \frac{yE_i}{\sum (EI)_i} m(z)$$

- Contrainte dues à la torsion fléchie :

$$\sigma_i = \frac{y}{I_i} \int_z^H \frac{r_i(EI)_i}{\sum r_i^2(EI)_i} \xi(z) dz = \frac{yr_iE_i}{\sum r_i^2(EI)_i} B(z)$$

$$\sigma_i = -\frac{y}{\sum (I)_i} m + \frac{yr_i}{\sum (r_i^2 I)_i} B$$

On voit sur cette expression que la contrainte due à la flexion plane se distribue suivant une loi linéaire alors que la contrainte de torsion fléchie est proportionnelle au double de l'aire $\Omega P G_i$ d'où le mot "sectotiel" reconstré dans tout les problèmes de flexion-torsion (Figure I.39) et (Figure I.40).

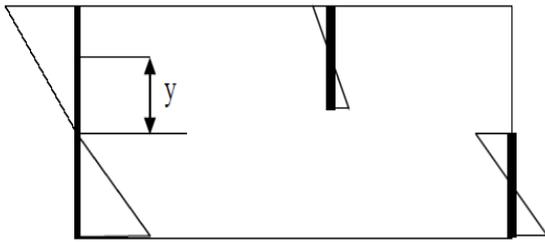


Figure I.39 : Contrainte de flexion.



Figure I.40 : Contrainte de torsion fléchie.

I.4.2.5.2/ Contreventement dans les deux directions :

1) Répartition des efforts :

Pour simplifier, nous supposant que tous les éléments de contreventement ont leurs axes principaux parallèles aux axes OXY. Les hypothèses précédentes sont conservées (Figure I.41) :

- ✓ Éléments d'inerties constantes sur toute la hauteur, encastés dans une fondation rigide.
- ✓ Pas de déformation en distorsion et torsion négligée.

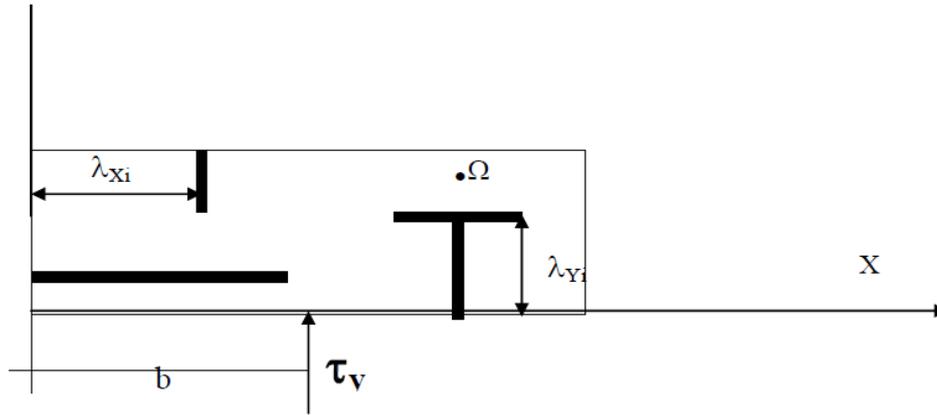


Figure I.41 : Refends dans les deux directions. [18]

Soient $(EI_x)_i$ et $(EI_y)_i$ les rigidités flexionnelles, T_{xi} et T_{yi} les efforts tranchants, v_{xi} et v_{yi} les déformées du $i^{\text{ème}}$ éléments de contreventement.

Les relations déformation-effort, s'écrivent par similitude avec (4) :

$$\frac{d^3 v_{xi}}{dz^3} = - \frac{T_{xi}}{(EI_y)_i} \dots\dots\dots (19)$$

$$\frac{d^3 v_{yi}}{dz^3} = - \frac{T_{yi}}{(EI_x)_i} \dots\dots\dots (20)$$

Les relations d'équilibre s'écrivent :

$$\sum T_{xi}(z) = 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Projection sur OX}$$

$$\sum T_{yi}(z) = \tau_y \quad \Rightarrow \quad \text{Projection sur OY}$$

$$\sum (\lambda_{xi} T_{yi} - \lambda_{yi} T_{xi}) = b \tau_y \quad \Rightarrow \quad \text{Moment /O}$$

La compatibilité des déplacements (rigidité des planchers) s'exprime par :

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{xi} = V_x - \lambda_{yi} \theta \dots\dots\dots (21) \\ v_{yi} = V_y + \lambda_{xi} \theta \dots\dots\dots (22) \end{array} \right.$$

A partir de (19) et (21) et la premier équation d'équilibre on a :

$$\sum -(EI)_i \times \frac{d^3 v_{xi}}{dz^3} = \sum T_{xi}(z) = 0 \quad \sum \left[-(EI)_i \times \left(\frac{d^3}{dz^3} (v_{xi} - \lambda_{yi} \theta) \right) \right] = 0$$

$$- \frac{d^3 V_x}{dz^3} \sum (EI_y)_i + \frac{d^3 \theta}{dz^3} \sum \lambda_{yi} (EI_y)_i = 0 \dots\dots (23)$$

A partir de (20), (22) et la deuxième équation d'équilibre on a :

$$-\frac{d^3}{dz^3}(v_{yi} - \lambda_{xi}\theta) \times \sum (EI)_{xi} = \tau_y$$

$$-\frac{d^3v_y}{dz^3} \sum (EI_x)_i + \frac{d^3\theta}{dz^3} \sum \lambda_{xi} (EI_x)_i = \tau_y \dots\dots\dots(24)$$

A partir de (19) et (21) et la deuxième équation d'équilibre, on a :

$$-\frac{d^3v_y}{dz^3} \sum \lambda_{xi} (EI_x)_i + \frac{d^3v_x}{dz^3} \sum \lambda_{yi} (EI_y)_i - \frac{d^3\theta}{dz^3} \sum (\lambda_{xi}^2 (EI_x)_i + \lambda_{yi}^2 (EI_y)_i) = b\tau_y$$

Si on fait un chargement d'axes défini par la translation (α, β) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{\sum \lambda_{xi} (EI_x)_i}{\sum (EI)_{xi}} \\ \beta = \frac{\sum \lambda_{yi} (EI_y)_i}{\sum (EI)_{yi}} \end{cases}$$

Et on fait un changement de variable avec les paramètres suivants :

$$r_{xi} = \lambda_{xi} - \alpha \quad ; \quad r_{yi} = \lambda_{yi} - \beta$$

$$\xi = (b - \alpha)\tau_y$$

$$E\Gamma_x = \sum (EI_x)_i \quad ; \quad E\Gamma_y = \sum (EI_y)_i$$

$$E\Gamma_\omega = \sum (r_{xi}^2 (EI_x)_i + r_{yi}^2 (EI_y)_i)$$

⇒ Si la résultante de la charge appliquée passe par le centre de flexion, l'effet de torsion est négligé ceci implique : $\sum \lambda_i (EI)_i = 0$

A partir de (20) et avec l'hypothèse précédente on a : $-\frac{d^3v_x}{dz^3} \sum (EI)_{yi} = 0$

$$E\Gamma_y \times \frac{d^3v_x}{dz^3} = 0 \dots\dots\dots (25)$$

$$E\Gamma_x \times \frac{d^3v_y}{dz^3} = -\tau_y \dots\dots\dots (26)$$

$$-\frac{d^3\theta}{dz^3} \left[\sum (r_{xi} + \alpha)^2 \times (EI)_{xi} + \sum (r_{yi} + \beta)^2 \times (EI)_{yi} \right] = \xi$$

$$-\frac{d^3\theta}{dz^3} \left[\sum (r_{xi})^2 \times (EI)_{xi} + \sum (r_{yi})^2 \times (EI)_{yi} \right] = \xi \dots\dots\dots (27)$$

$$E\Gamma_\omega \frac{d^3\theta}{dz^3} = -\xi \dots\dots\dots (28)$$

$$T_{xi} = \frac{r_{yi}(EI)_{yi}}{\sum E\Gamma_\omega} \xi \dots\dots\dots (29)$$

A partir de (19) on a :

$$T_{xi} = -(EI)_{xi} \times \frac{d^3V_{yi}}{dz^3} = -(EI)_{xi} \left[\frac{d^3V_y}{dz^3} + \frac{d^3\theta}{dz^3} \times \lambda_{xi} \right]$$

$$T_{yi} = -(EI)_{xi} \left[\frac{-\tau_y}{E\Gamma_x} + r_{xi} \times \frac{-\xi}{E\Gamma_\omega} \right]$$

$$T_{yi} = \frac{(EI_x)_i}{E\Gamma_x} \tau_y + \frac{r_{xi}(EI)_{xi}}{E\Gamma_\omega} \xi$$

Remarque :

On constate que bien que la sollicitation soit parallèle à OY les Refends travaillent suivant OX : ils reprennent une partie du couple de torsion.

Le cas de trois Refends plans : les trois efforts se déterminent à partir des trois équations de la statique.

On peut déterminer les efforts tranchants en écrivant l'équilibre des moments successivement autour des points A, B, C.

2) Quelques cas particuliers :

Deux Refends parallèles (Figure I.42) :

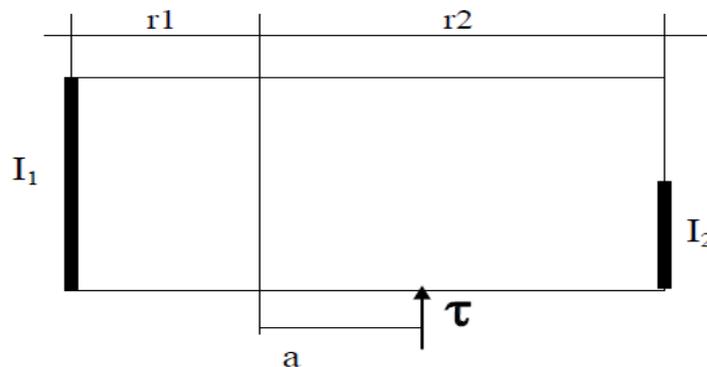


Figure I.42 : Deux refends parallèles.

$$T_1 = \frac{r_2 - a}{r_1 + r_2} \dots\dots\dots (30)$$

$$T_1 = \frac{r_2 + a}{r_1 + r_2} \tau \dots\dots\dots (31)$$

$$r_1 I_1 = r_2 I_2$$

On retrouve l'expression des réactions d'appuis d'une poutre sur deux appuis simples.

Deux Refends dans deux directions perpendiculaires (Figure I.43) :

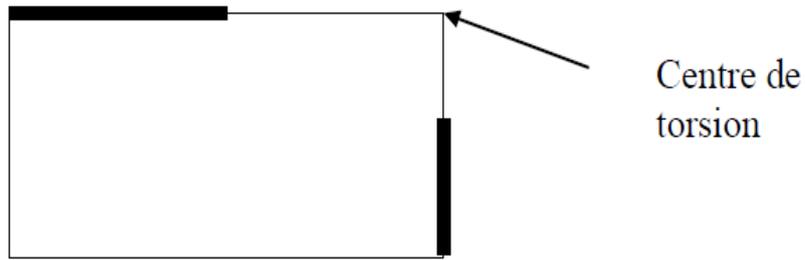


Figure I.43 : Refends dans les deux directions perpendiculaires.

Le système est instable :

$$\text{En effet } \sum (r_{xi})^2 \times (EI)_{xi} + \sum (r_{yi})^2 \times (EI)_{yi} = 0 \dots\dots\dots (32)$$

$$\theta \rightarrow 180^\circ$$

I.4.2.6/ Méthode pratique de calcul :

I.4.2.6.1/ Détermination du centre de torsion :

Soit la stucture représenter dans la figure ci-dessous (Figure I.44) :

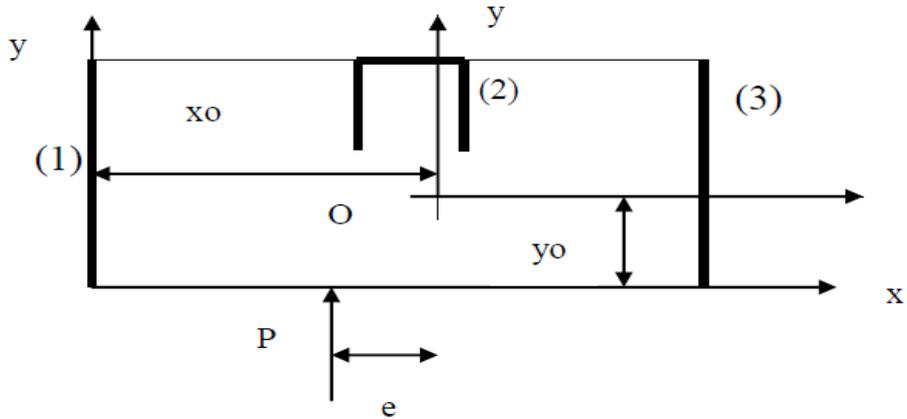


Figure I.44 : Représentation du centre de torsion.

Afin de simplifier l'étude, les Refends rectangulaires dont un côté est nettement plus grand que l'autre seront considérés comme linéaires. C'est-à-dire l'inertie par rapport à leur propre centre de gravité sera :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \text{ et } I_y = 0$$

Les Refends en formes de profilés (Refend 2) pourront être pris en considération, soit en décomposant celui-ci en Refends linéaire indépendants, soit dans on ensembles.

Remarque :

Dans le cas ou le Refend en U joue un role prépondérant, il convient de le prendre dans l'ensemble et dont déduire les rigidités à la flexion I_x et I_y par rapport à ces propres axes passant par son centre de torsion.

Les rigidités transversales I_{xy} des Refends sont nulles, et de ce fait le centre de torsion peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'inerties des Refends.

Par rapport aux axes principaux (OX) et (OY), on a :

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} \times xi}{\sum I_{xi}} \\ y_0 &= \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} \times yi}{\sum I_{yi}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

n : est le nombre de Refend, I_{xi} et I_{yi} , inerties du Refends i par rapport à un axe passant par le centre de gravité de celui-ci et parallèle respectivement aux axes (OX) et (Oy) de calcul.

xi Et yi sont les coordonnées du centre de gravité du Refend i par rapport aux axes de calcul.

Remarque :

Dans le cas ou on se retrouve aces des Refends inclinés on les remplace par deux Refenfis fictifs perpendiculaires et donc parallèles aux axes.

1.4.2.6.2/ Effort repris par chaque poteau :

Comme on a vu dans les paragraphes précédents, on peut étudier la translation à part et la torsion (Figure I.45). [18]

1) Effort engendrés par translation :

Tous les Refends subissent le même déplacement horizontal et de ce fait l'effort repris par chacun est proportionnelle à son inertie.

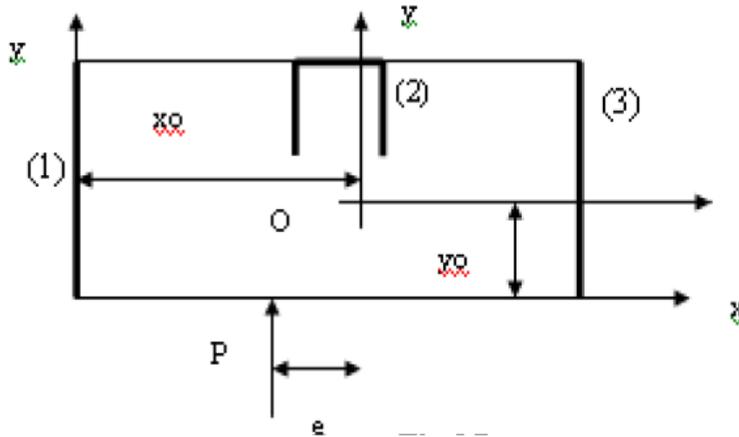


Figure I.45 : Le centre de torsion en utilisant et la translation et la torsion.

En étudiant la translation seulement, on ramène l'effort horizontal P au centre de torsion C de coordonnées (ox, oy) (Figure I.46).

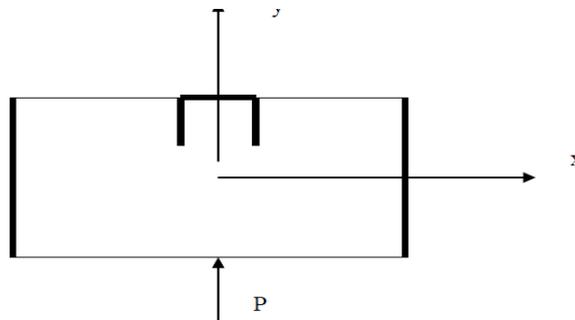


Figure I.46 : Le centre de torsion en utilisant que la translation.

Un Refend quelconque j reprend un effort :

$$R_{yj} = \frac{PI_{yj}}{\sum_{i=1}^n I_{xj}} \dots\dots\dots (34)$$

Dans le cas où l'effort P serait dirigé suivant l'axe (OX) chaque Refend reprendrait un effort :

$$R_{xj} = \frac{P_x I_{yj}}{\sum_{i=1}^n I_{yj}} \dots\dots\dots (35)$$

2) Effort engendrées par la rotation :

On va étudier l'effet de torsion à part. Le couple de torsion est égale au produit de l'effort horizontal P par sa distance du centre de torsion.

Le déplacement de chaque Refend est proportionnel à l'angle de rotation.

L'effort repris par chaque Refend j est :

$$R_{yj} = K \times \theta \times xj \times I_{xj}$$

$$R_{yj} = K \times \theta \times xj \times I_{yj}$$

D'après l'équilibre de l'ensemble on :

$$\sum R_{yi} \times xi + \sum R_{xi} \times yi = P \times e \dots\dots\dots (36)$$

En remplaçant (34) et (35) dans (36) on aura :

$$\sum K \times \theta \times xi^2 \times I_{xi} + \sum K \times \theta \times yi^2 \times I_{yi} = P \times e$$

$$R_{yj} = \frac{P \times e \times xj \times I_{xj}}{\sum xi^2 \times I_{xi} + \sum yi^2 \times I_{yi}} \dots\dots\dots (37)$$

$$R_{xj} = \frac{P \times e \times yj \times I_{yj}}{\sum xi^2 \times I_{xi} + \sum yi^2 \times I_{yi}}$$

Remarque :

- L'effort que reprendra chaque Refend sera une sommation de l'effort engendré par translation et de l'effort engendré par rotation.
- Dans le cas où les Refends présentent des ouvertures, on utilise les mêmes méthodes déjà vue mais en en substituant les Refends réelles par les Refends fictifs (il y aura des distinctions entre des ouvertures faibles grades, une seule file, plusieurs files).

[18]

1.4.3/ Structure MIXTE contreventé par des portiques et voiles :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de contreventements précédents, le besoin de locaux de grandes dimensions, le souci d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques.

Les systèmes de contreventement mixtes constitués sont de deux types :

- Voiles alternés avec des files de portique (bout de voiles ou panneau de voiles).
- Voiles intégrés dans le plan des portiques (cas d'un noyau central).

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans ces éléments (Fig. I.47). [21]

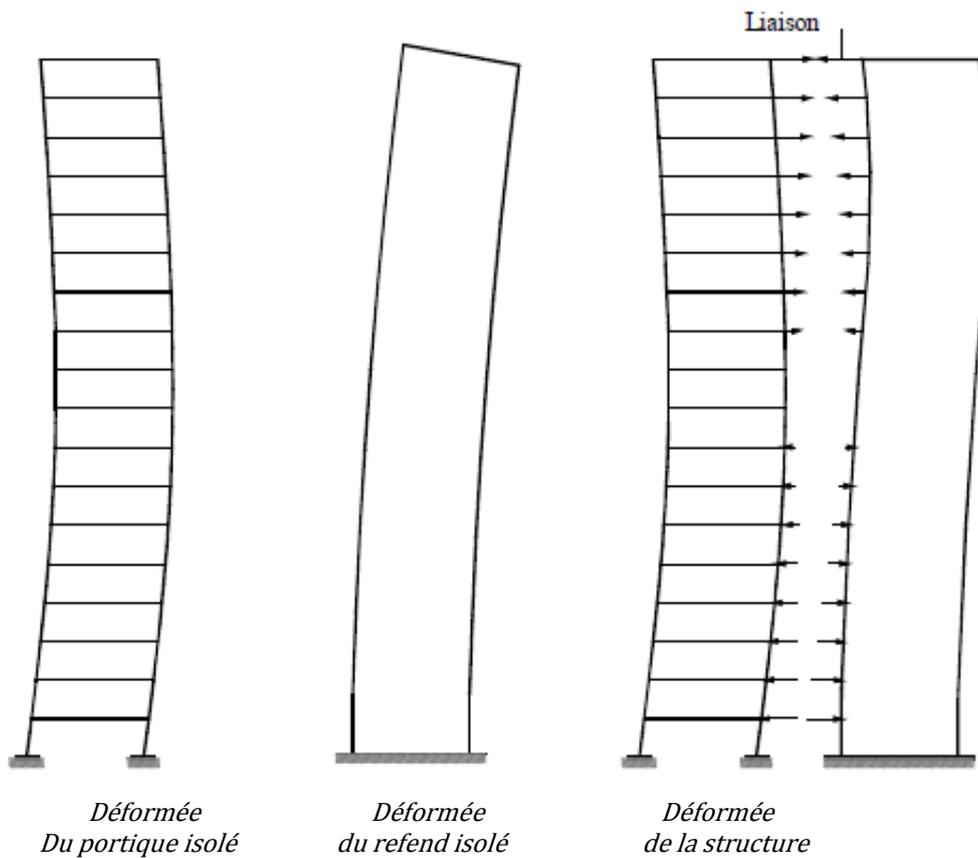


Figure I.47: Refond et portique associé.



Figure I.48 : Bâtiment à contreventement mixte en cours de construction dans la sauvegarde est dû à la présence des cages d'ascenseur en béton armé. [13]

I.4.4/ Contreventement par NOYAU :

I.4.4.1/ Définition :

Plus on s'éloigne des refends simples plus on se retrouve avec des éléments présentant une résistance à la torsion importante (la forme en L, en U, etc).

Généralement dans les bâtiments, les éléments qui présentent une résistance à la torsion importante c'est les cages d'ascenseur et les cages d'escaliers (Figure I.49).

Du fait de la torsion du bâtiment, chaque plancher d'étage subit une rotation dans le plan horizontal, qui provoque la mise en flexion des voiles (particulièrement des voiles périphériques) autour de la zone centrale du bâtiment :

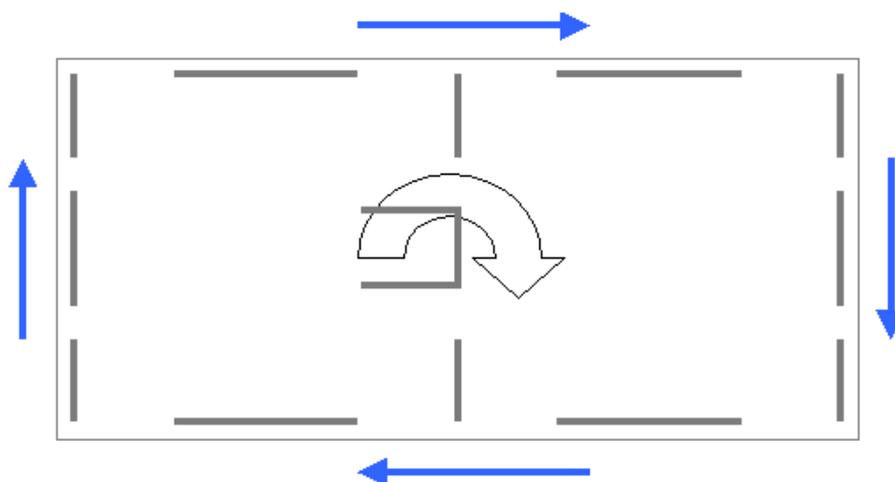


Figure I.49 : Présentation de la résistance à la torsion d'un bâtiment. [18]

Lorsque ce voile est soumis à une torsion, ses panneaux constitutifs fléchissent : le voile oppose ainsi une résistance propre à la torsion, due à la flexion de ses panneaux constitutifs.

Cette résistance propre à la torsion est renforcée par le fait que les panneaux du voile sont liaisonnés entre eux à leurs extrémités : ils s'appuient les uns sur les autres dans leur mouvement de flexion.

1.4.4.2/ Principe et fonctionnement :

Les voiles constituent la structure primaire du bâtiment. Les éléments structuraux (poutres, poteaux) peuvent être choisis pour constituer une structure secondaire, ne faisant pas partie du système résistant aux actions sismiques ou alors marginalement.

Ainsi, un bâtiment à noyaux de béton peut avoir pour structure primaire ces noyaux et pour structure secondaire toute l'ossature, poutres et poteaux, disposée autour des noyaux (*Figure 1.50*). La résistance et la rigidité des éléments secondaires vis-à-vis des actions sismiques doivent être faibles devant la résistance et la rigidité des éléments de la structure primaire. La structure secondaire doit toutefois être conçue pour reprendre les charges gravitaires lorsque le bâtiment est soumis aux déplacements causés par le séisme.

Toutefois le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

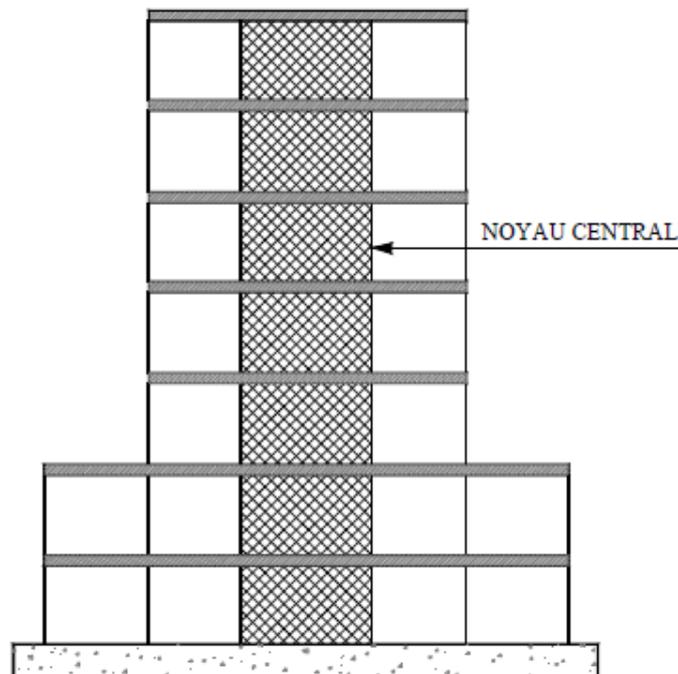


Figure 1.50 : La structure primaire est un mur ou voile. [21]
La structure secondaire (portiques périphériques)



Figure I.51 : La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur comme noyau central a certainement sauvé le bâtiment de s'effondrer. [13]

1.4.4.3/ Rigidité à la torsion :

Dans les cas traités précédemment la rigidité à la torsion pure a été négligée. Les éléments soumis à la torsion sont généralement circulaires (axe pleins ou tube à paroi minces) dans les systèmes mécaniques et prismatiques dans le cas des structures.

1.4.4.3.1/ Section ouverte à paroi mince :

En fait, pour les contreventements à profil ouvert, elle a pour expression :

$$K = \frac{k}{3} Le^3 \dots \dots \dots (38)$$

Avec :

- ⎧ L : longueur développée de la torsion.
- ⎧ e : épaisseur
- ⎧ k : coefficient correcteur dépendant de la forme (Tableau I.3)

<i>k</i>	<i>Type de profilé</i>
1	Cornière
1,1	Fer en U et T
1,25	Double T

Tableau I.3 : Valeur de coefficient de correcteur dépendant du type de profilé.

$C = K \times G$ (la rigidité torsionnelle)

$\theta = \frac{Mt}{C}$ (angle de rotation avec Mt le moment de torsion)

$\tau_{max} = G \times \theta \times e$ (G : module d'élasticité transversal, τ_{max} : contrainte de cisaillement max)

G est calculé à partir du coefficient de poisson ν et le module d'élasticité longitudinal noté E .

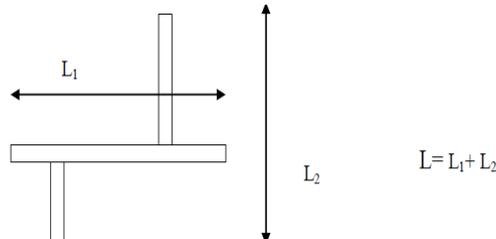


Figure I.52 : Exemple de contreventement à profile ouvert.

En première approximation, il est légitime de négliger la torsion pure des éléments de contreventement à profile ouvert, d'autant plus que le bâtiment est bas. Pratiquement on pourra toujours négliger la rigidité torsionnelle des profils ouverts devant celle des fermés.

I.4.4.3.2/ Section fermée à parois minces :

Les contraintes sont tangentielles aux contours internes et externes et les hypothèses sont :

- e est faible devant les dimensions de la section
- la distribution des contraintes est uniforme dans une section donnée.

On sait que la rigidité à la torsion pure d'un profil fermé unicellulaire est donnée par la formule de Bredt-Leduc :

$$\theta = \oint \frac{Mt}{4 \times S^2 \times e \times G} ds = \frac{Mt}{4 \times S^2 \times G} \oint \frac{ds}{e}$$

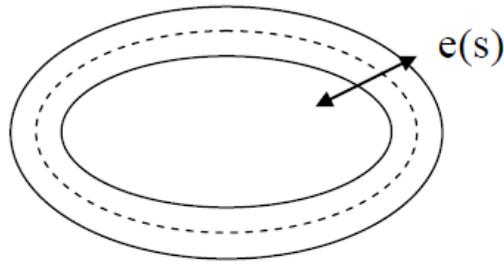
On peut mettre cette équation sous la forme :

$$\theta = \frac{Mt}{C}$$

Avec :

$$C = \frac{4 \times S^2 \times G}{\oint \frac{ds}{e}} \quad \text{et on a } C = K \times G$$

⇒
$$K = \frac{\Omega^2}{\oint \frac{ds}{e}} \dots \dots \dots (39)$$



Ω Double de l'aire formé par la ligne moyenne.

Dans le cas où l'épaisseur e est constante et l la longueur du contour on a :

$$\theta = \frac{Mt \times l}{4 \times S^2 \times e \times G} \text{ avec } K = \frac{4 * S^2 * e}{l} \dots \dots \dots (40)$$

1.4.4.3/ Section rectangulaire : (Figure I.53) :

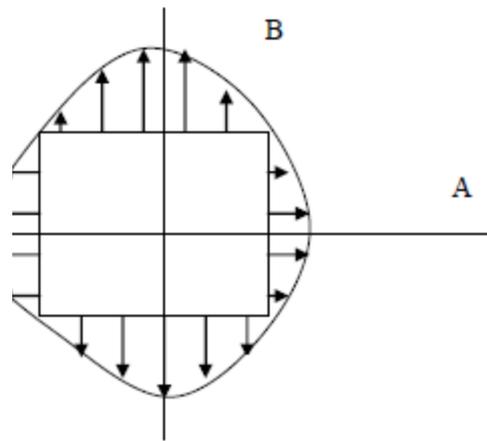


Figure I.53 : Section rectangulaire.

$$\tau_A = \frac{Mt}{\alpha * h * b^2} \quad \alpha: \text{ dépend du rapport } \frac{h}{b}$$

$$\tau_B = \frac{Mt}{\beta * h * b^3}, \theta = \frac{Mt}{C1 * h * b^3 * G} \text{ ou } C = C1 * h * b^3 * G \text{ et } K = C1 * h * b^3$$

$$C1 \text{ dépend de } \frac{h}{b}$$

Quelques valeurs de α , $C1$ et β sont données dans le tableau ci-dessous :

h/b	1	1,5	2	3	4	∞
α	0,208	0,231	0,246	0,267	0,282	0,333
$C1$	0,141	0,196	0,229	0,263	0,281	0,333
β	0,208	0,270	0,309	0,354	0,379	0,449

Tableau I.4 : Valeurs de α , $C1$ et β en fonction du rapport h/b

Dans la section carrée on se retrouve avec :

$$\theta = \frac{3 * Mt}{h * b^3 * G} \text{ avec } C = \frac{1}{3} * h * b^3 * G \text{ d'ou } K = \frac{1}{3} * h * b^3 \dots \dots \dots (41)$$

I.4.4.3.4/ Etude d'un cylindre :

Les hypothèses suivantes :

- ✓ Le matériau est homogène, isotrope et élastique.
- ✓ Les sections planes restent planes après déformations.
- ✓ Les rayons tracés dans une section restent rectiligne après déformation.
- ✓ Les déformations sont petites.
- ✓ Les déformations sont proportionnelles aux contraintes.

Soit une éprouvette de section circulaire de rayon R et de longueur l sollicité en torsion on découpe dans celle-ci un cylindre coaxiale de rayon $r < R$ et de longueur dx (Figure I.54).

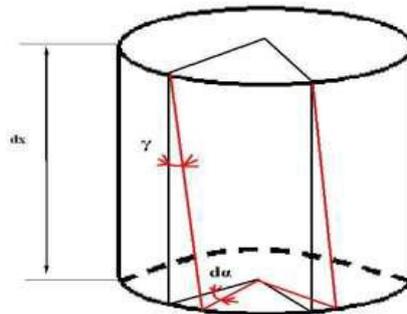


Figure I.54 : Eprouvette circulaire sollicité en torsion.

On note par α l'angle de rotation de la section passant par l'axe de symétrie de l'éprouvette et $d\alpha$ l'angle de rotation par rapport au l'axe de symétrie de cylindre (de rayon r et de longueur dx).

Si γ l'angle de cisaillement et ε la contrainte de cisaillement qui est proportionnelle à γ :

$$\xi = G * \gamma \dots \dots \dots (42)$$

Lorsqu' on pose : $\theta = \frac{d\alpha}{dx}$

$$\text{Donc ; } \xi = G * r * \theta$$

Avec G le module d'élasticité transversale.

On appliquant le principe d'équivalence on a :

$$dM_t = r G \theta ds \dots \dots \dots (43)$$

Donc à partir de l'équation (43) :

$$M_t = \iint G r^2 \theta ds = G \theta \iint r^2 ds$$

Par conséquent :

$$M_t = G \theta I_p \dots \dots \dots (44)$$

Avec $I_p = \frac{\pi R^2}{2}$ (moment d'inertie polaire)

On a donc de l'équation (44) : $G = \frac{M_t}{\theta I_p}$ et $\xi_{max} = \frac{M_t R}{I_p}$

La torsion pure telle qu'elle a été définie se rencontre rarement dans les structures du Génie Civil mais on rencontre assez fréquemment des pièces soumises à la fois à la flexion et à la torsion. Ceci produit chaque fois qu'une charge concentrée agissant sur la structure.

I.4.4.4/ Centre de flexion et répartition des efforts :

Comme précédemment, nous supposons les divers éléments de section constante et encastrés rigidement au niveau des fondations ($z=0$). Les déformations par la distorsion ne seront pas prises en compte.

Pour simplifier, nous supposons que les axes principaux d'inertie sont tous parallèles entre eux et parallèles à OXY (Figure I.55).

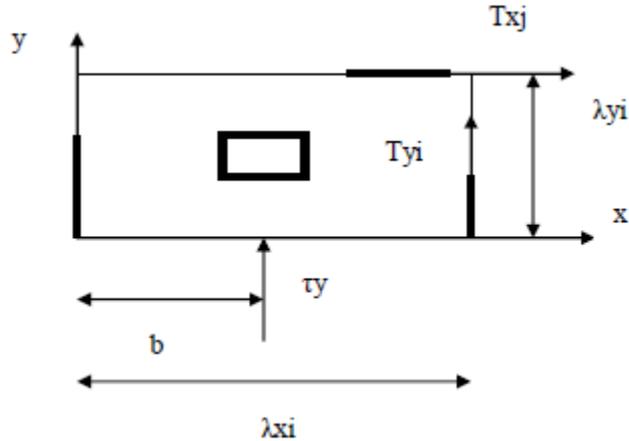


Figure I.55 : Les axes principaux d'inertie.

Remarque :

On aura à suivre les mêmes étapes déjà vue dans la répartition des efforts dans le cas de refend dans les deux directions mais la différence c'est qu'on doit ajouter la rigidité torsionnelle ($G*K$) en plus de la rigidité flexionnelle ($E*I$).

Les relations déformations – efforts s'écrivent :

$$(EI_y)_i \frac{d^3 v_{xi}}{dz^3} = -T_{xi} \dots \dots \dots (45)$$

$$(EI_x)_i \frac{d^3 v_{yi}}{dz^3} = -T_{yi} \dots \dots \dots (46)$$

$$(GK)_i \frac{d^3 v_i}{dz} = C_i \dots \dots \dots (47)$$

Les conditions d'équilibre s'écrivent :

$$\begin{aligned} \sum T_{xi}(z) &= 0 \\ \sum T_{yi}(z) &= \tau_y \\ \sum (\lambda_{xi} T_{yi} - \lambda_{yi} T_{xi}) &= b \tau_y \end{aligned}$$

Centre de flexion :

Lorsque la résultante des efforts extérieurs passe par le centre de flexion Ω (α , β) le bâtiment ne subit pas de torsion et donc tous les C_i sont nuls. On montre facilement que les coordonnées de Ω sont données par :

$$\alpha = \frac{\sum \lambda_{xi}(EI_x)_i}{\sum (EI_x)_i}$$

$$\beta = \frac{\sum \lambda_{yi}(EI_y)_i}{\sum (EI_y)_i}$$

Répartition des efforts :

Une translation des axes au centre de flexion permet d'écrire les équations d'équilibre sous la forme :

$$\sum T_{xi}(z) = 0$$

$$\sum T_{yi}(z) = \tau_y$$

$$\sum (r_{xi}T_{yi} - r_{yi}T_{xi} + C_i) = \xi$$

On effectue un changement de variables avec les paramètres suivant :

$$r_{xi} = \lambda_{xi} - \alpha$$

$$r_{yi} = \lambda_{yi} - \beta$$

$$\xi = (b - a)\tau_y \dots \dots \dots (48)$$

En appelant V_x et V_y les composantes du déplacement de Ω les relations de compatibilité s'expriment par :

$$v_{xi} = V_x - r_{yi}\theta$$

$$v_{yi} = V_y - r_{xi}\theta$$

$$\vartheta_i = \theta \dots \dots (49)$$

En portant ces relations dans les équations d'équilibre et en tenant compte des relations déformations- efforts, on aboutit au système :

$$\sum (EI_y)_i \frac{d^3V_x}{dz^3} = 0 \dots \dots \dots (50)$$

$$\sum (EI_x)_i \frac{d^3V_y}{dz^3} = \tau_y \dots \dots \dots (51)$$

$$- \sum (r_{xi}^2(EI_x)_i + r_{yi}^2(EI_y)_i) \frac{d^3\theta}{dz^3} + \sum (GK)_i \frac{d\theta}{dz} = \xi \dots \dots \dots (52)$$

En posant :

$$E\Gamma_x = \sum (EI_x)_i \quad ; \quad E\Gamma_y = \sum (EI_y)_i$$

$$E\Gamma_\omega = \sum (r_{xi}^2 (EI_x)_i + r_{yi}^2 (EI_y)_i)$$

$$GK = \sum (GK)_i$$

Le système donnant les déplacements s'écrit facilement :

$$E\Gamma_x * \frac{d^3 V_x}{dz^3} = 0 \dots \dots \dots (53)$$

$$E\Gamma_y * \frac{d^3 V_y}{dz^3} = -\tau_y \dots \dots \dots (54)$$

$$-E\Gamma_\omega \frac{d^3 \theta}{dz^3} + GK \frac{d\theta}{dz} = \xi \dots \dots \dots (55)$$

Les équations de flexion et de torsion sont indépendantes. L'équation de torsion montre que la torsion est reprise :

- ✓ d'une part en torsion pure de St Venant :

$$GK \frac{d\theta}{dz} \dots \dots \dots (56)$$

- ✓ d'autre part en torsion fléchie :

$$-E\Gamma_\omega \frac{d^3 \theta}{dz^3} \dots \dots \dots (57)$$

Les efforts sont alors donnés en utilisant les équations de compatibilité :

$$T_{xi} = -(ET_x)_i \frac{d^3 V_x}{dz^3} + r_{yi} (EI_y)_i \frac{d^3 \theta}{dz^3} \dots \dots \dots (58)$$

$$T_{yi} = -(ET_y)_i \frac{d^3 V_y}{dz^3} + r_{xi} (EI_x)_i \frac{d^3 \theta}{dz^3} \dots \dots \dots (59)$$

$$C_i = (GK)_i \frac{d\theta}{dz} \dots \dots \dots (60)$$

Il est donc nécessaire de résoudre l'équation différentielle du second ordre donnant l'angle de torsion et par conséquent connaître les conditions aux limites.

Celle - ci sont obtenues en tenant compte de :

- ✓ la nature de l'encastrement (rigide, élastique ...)
- ✓ l'absence de contrainte normale de flexion au sommet.

Avec les hypothèses admises plus haut, ces conditions se traduisent par :

$$v_{xi} = v_{yi} = \vartheta_i = 0$$

$$\frac{dv_{xi}}{dz} = \frac{dv_{yi}}{dz} = \frac{d\vartheta_i}{dz} = 0 \quad \text{pour } z = 0$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} V_x = V_y = \theta = 0 \\ \frac{dV_x}{dz} = \frac{dV_y}{dz} = \frac{d\theta}{dz} = 0 \end{aligned} \right|_{z=0}$$

Au sommet :

$$M_{xi} = M_{yi} = 0$$

Donc :

$$\frac{d^2v_{xi}}{dz^2} = \frac{d^2v_{yi}}{dz^2} = 0$$

Et par conséquent compte tenu des conditions compatibilité :

$$\frac{d^2V_x}{dz^2} = \frac{d^2V_y}{dz^2} = \frac{d^2\theta}{dz^2} = 0 \quad \dots \dots \dots (61) \quad \text{pour } z = h$$

Remarque :

- ✓ En ce qui concerne l'action du vent, il faut utiliser avec prudence la notion de construction abritée par une autre construction, car cette dernière peut être démolie.
- ✓ Rechercher une structure de contreventement dont l'excentricité soit la plus faible possible et essayer de respecter la symétrie.
- ✓ Pour le calcul au séisme il faut rester dans le cadre des bâtiments réguliers si non on va se retrouver avec le centre de torsion en dehors du bâtiment ce qui est vivement déconseillé en calcul parasismique.
- ✓ On préférera les tubes fermés, cages d'escaliers ou d'ascenseurs avec linteaux au droit des ouvertures.
- ✓ On évitera de disposer des éléments rigides aux extrémités du bâtiment pour limiter la contrainte s de traction due au retrait.
- ✓ Dans le cas des voiles tout concourant la résistance à la torsion est nulle même si le centre de torsion est situé au point de concours des voiles, l'équilibre est instable.
- ✓ Les formes complexes de bâtiment (s'il y a une droite joignant 2 points quelconques du bâtiment coupe le contour extérieure), sont à éviter parce qu'ils peuvent engendrer des moments de torsion non négligeables en plus ça coûte chère.

- ✓ Si on se retrouve devant l'obligation de choisir un bâtiment de forme complexe, Il convient de le transformer en forme simple en prévoyant des joints de ruptures.
- ✓ Les bâtiments courants ne sont pas réguliers ! Les voiles changent de section, ils sont reliés par des linteaux, etc. Le comportement des bâtiments courants, soumis à des actions de vent ou des séismes, est complexe, mais les notions vues précédemment continuent à être utiles pour comprendre leur fonctionnement.
- ✓ Les éléments de stabilité verticaux sensible à la torsion, doivent être disposés suivant deux directions non parallèles et dans trois plans au moins.
- ✓ Dans la mesure du possible on doit veiller à une répartition homogène à chaque niveau, au moins trois contreventement autour du bâtiment. Ainsi les efforts agissant suivant les deux axes principaux du bâtiment peuvent être repris (direction x et y) par 2 éléments : le troisième crée avec l'un des deux premiers un couple résistant à la torsion (Figure I.56). [18]

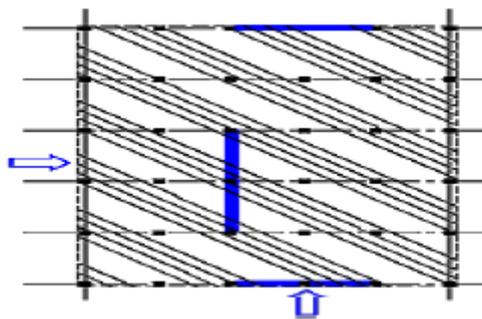


Figure I.56 : Création d'un couple de torsion.

Chapitre II :

Réglementation et le coefficient d'amortissement

II.1/ Introduction :

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres, certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques [5].

Les séismes se produisent dans les régions actives du point de vue géologique (zones de subduction), dans les zones des dorsales océaniques et les régions de formation de chaînes de Montagnes. Les zones où ils se produisent fréquemment sont dites ceintures sismiques [10]. (Figure II.1)

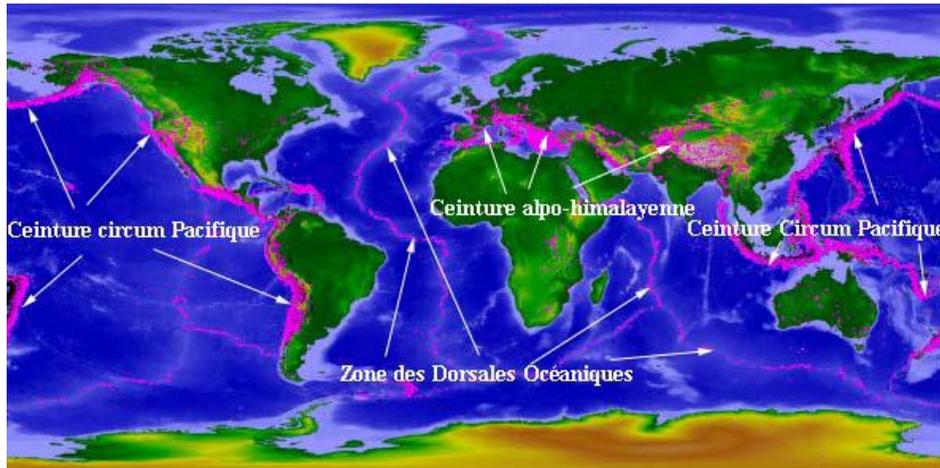


Figure II.1 : Carte des plaques lithosphériques principales et la distribution des tremblements de terres.

L'étude historique de la sismicité en Algérie montre que la majeure partie des tremblements de terre qui affectent notre pays est concentrée dans les zones nord à la frontière de la ceinture alpine (figure II.2). Peu de fortes secousses ont été enregistrées dans le sud du pays à l'exception de celle qui, en 1869, a touché les agglomérations de Biskra et de Sidi-Okba [9].

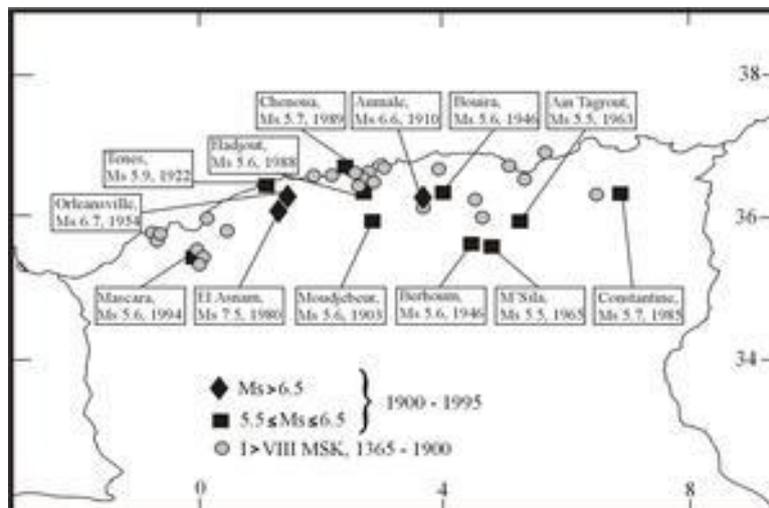


Figure II.2 : Historique de la sismicité en Algérie.

II.2/ Réglementation :

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus significatifs, nous retrouvons celui de Chlef (1980), de Tipaza (1989), d'Ain-Temouchent (1999) et le dernier en date, celui de Boumerdes (2003) du 21 mai. Suites aux différents séismes qu'a connus notre pays, la réglementation en vigueur a subi d'énormes changements en passant du tout sécuritaire au tout économique et vice-versa et d'une typologie à une autre.

La réglementation et la technique de construction en zone sismique illustrées par des exemples concrets de calculs sont tous des outils qui sont élaborés afin de respecter les obligations de conformité parasismique pour tout type de constructions.

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et de protéger les nouvelles bâtisses et de sauver l'authenticité esthétique et historique des anciens bâtis vis-à-vis des futurs séismes par une conception et dimensionnement appropriés.

Les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure de :

- Une rigidité et une résistance suffisante.
- Une ductilité et une capacité de dissipation de l'énergie adéquates.

II.2.1/ La réglementation avant 1980 :

Les premières mesures parasismiques sont celles prises par le Dey Ali CHAOUCH d'Alger, après le séisme d'Alger de 1716.

Parallèlement, la cartographie parasismique, qui date de 1978 et qui a servi de base au premier règlement parasismique en 1981, est régulièrement affinée par **«des études par régions en faisant intervenir les paramètres de la géologie en plus de la sismicité historique»**. C'est ainsi que, ajoute l'orateur, dans les années 1980, il y a eu une étude pour Chlef, AïnDefla, Mascara, Tlemcen et Alger tandis que des études sont en cours pour les régions de Constantine, Annaba, Guelma Skikda et Oran [9].

D'après les désordres constatés, ces mesures parasismiques concernent :

- ✓ Les structures en maçonnerie porteuse.
- ✓ Les structures flexibles : Type arcade.
- ✓ Les Planchers constitués par des poutres en bois en saillie des murs sur lesquels elles sont posées.
- ✓ Les baies.
- ✓ Les Renforts en bois pour les encorbellements.

Toute fois ces mesures s'avèrent insuffisantes, et même jugées inutiles coté sécurité du fait qu'elles étaient élaborées à base d'un constat visuel des dégâts occasionnés par le séisme d'Alger donc pas de calcul, ni zonage sismique ni de coefficient ou paramètres sismiques.

Le premier code parasismique appelé « Recommandations AS55 », a été établi après le séisme de 1954 de Chlef.

Ces recommandations sont caractérisées par l'établissement de la première carte de zonage qui comportait deux zones comme la montre la *figure II.3* et par l'apparition de la configuration parasismique en plan.

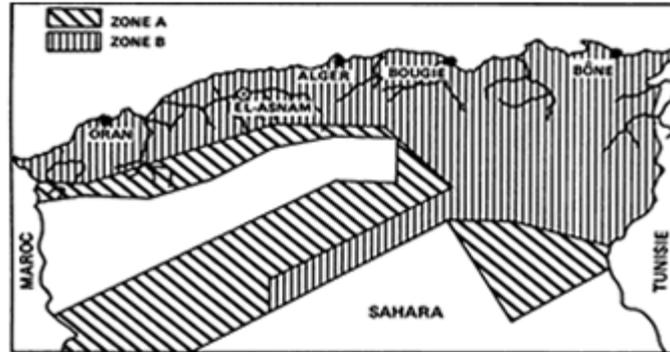


Figure II.3 : Première carte de zonage réalisée en 1955. [6]

II.2.2/ Le Règlement parasismique Algérien (R.P.A.) :

Il convient en effet de reconnaître que les normes actuellement en vigueur sont plus complexes que les précédentes (PS 69) qui est la suite des Recommandations AS 55, règles de première urgence édictées pour l'Algérie après le séisme d'Orléans ville (1954). Elles sont élaborées pour l'essentiel en 1962, retouchées en 1964, elles ont été publiées en octobre 1970 sous forme d'un DTU (Document Technique Unifié). Après le séisme de 1980 à El Asnam (ex-Orléans ville), la nécessité de certaines révisions a conduit à la rédaction des Addenda de 1982[9].

La mise en œuvre de ce règlement a nécessité les étapes suivantes :

- ✓ Mise en place de la réglementation parasismique par la mise en œuvre de la carte macrosismique de l'Algérie : De 1976 à 1978.
- ✓ Préparation du 1er RPA 80 avec l'université de Stamford sous la responsabilité du Professeur CHAH.
- ✓ Le séisme du 10 Octobre 1980 apporta son « accélération » pour donner naissance au premier RPA 80 qui va cohabiter avec le PS69 qui reçoit l'addenda 82.
- ✓ Les « Règles parasismiques Algérienne 1981-Version 1983 » est un document élaboré sur l'étude de sismicité de l'Algérie et du projet de règlement en collaboration de l'université de Stamford et des remarques des experts de Socotec (Française), B.R.I Japon, le CSTB, de Roumanie et de Yougoslavie.

- ✓ Le RPA 88 est érigé en « Document Technique Règlementaire : DTR B-C 2-48 » par arrêté n° 61 portant approbation du règlement parasismique Algérien version 1988 (RPA 88)
- ✓ Le séisme d'Ain-Temouchent de 1999 donna la version RPA99.

a. Le règlement RPA 81

Avant 1980 (Séisme de l'Asnam), l'Algérie construisait avec le règlement français PS, le seul qui existait à cette époque et qui assurait la tenue parasismique des structures, mais l'intensité dévastatrice du séisme de l'Asnam de magnitude 7.3 (70% des habitations sont détruites) a poussé les pouvoirs publics et les autorités concernées à élaborer un autre règlement parasismique qui garantirait plus de sécurité et qui fera face aux séismes futurs.

b. Le règlement RPA 83

1983 était l'année de l'aboutissement du règlement, l'Algérie a finalisé son tout premier règlement parasismique RPA 83, ce règlement a été jugé quelques années plus tard qu'il était trop sécuritaire et moins économique et sa réadaptation plus qu'indispensable.

c. Le règlement RPA 88

En 1988, l'Algérie a été frappée par la crise de la baisse des prix du pétrole, de ce fait et pour faire beaucoup plus d'économie dans la réalisation des projets de construction ; les experts ont été contraints de prendre en compte le côté économique avec un aspect moins sécuritaire que celui de 1983.

Cette actualisation a permis de combler certaines lacunes dans les processus de conception et de calcul et également de prendre en charge un certain nombre de préoccupations d'ordre économiques dont la conjoncture vécue par le pays en soulignant la particulière importance [14].

d. Le règlement RPA 99

L'impact et les leçons tirées des séismes survenus en Algérie (séisme Ain-Temouchent 99) ainsi que les grands progrès de la recherche parasismique aussi bien aux niveaux national qu'international ont permis d'en tirer la conclusion que le RPA 88 paraît insuffisant pour garantir une sécurité fiable vis-à-vis des agressions sismiques de grande envergure.

Donc il était primordial d'élaborer un règlement sécuritaire et approchant le développement qu'a connu le parasismique. En 1999 le RPA99 a été adopté par la commission technique.

Les différents points retenus pour révision étaient comme suit [15] :

- ✓ Définir de manière la plus précise l'objet du RPA et préciser d'avantage son domaine d'application.
- ✓ La valorisation de l'expérience acquise dans le domaine du parasismique et l'exploration de nouveaux procédés visant à contourner les phénomènes

destructeur afin que les bâtis puissent garder leur fonctionnalité au cours d'un séisme.

- ✓ Introduction de 4 sites au lieu de 2 sites (sol meuble et sol ferme) (Tableau II.1) du RPA88 associés avec des spectres de réponse pour chaque type de sol.

Site	Type de sol	$q_c(\text{MPa})$ (c)	N (d)	$Pl(\text{MPa})$ (e)	$Ep(\text{MPa})$ (e)	$q_u(\text{MPa})$ (f)	V_s (m/s)(g)
S1	Rocheux(a)			>5	>100	>10	>=800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	>=400 - <800
S3	Meuble	1.4 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	>=200 - <400
S4	Très meuble(b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	>=100 - <200

Tableau II.1 : Introduction de quatre (04) sites au lieu de deux (02) sites du RPA88.

- ✓ Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation.....).
- ✓ Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols et catégories d'ouvrages).
- ✓ Préciser davantage les critères de régularité en plan et en élévation.
- ✓ Modification des coefficients **D** (facteur d'amplification dynamique) (Figure II.4) .et introduction du coefficient **R** (coefficient de comportement) et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage par la méthode statique équivalente

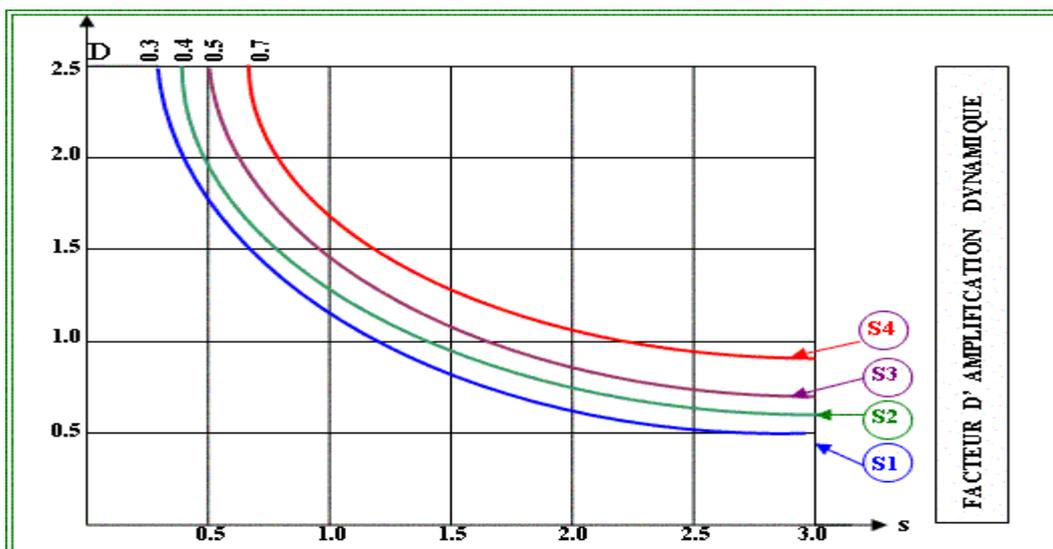


Figure II.4 : Modification des coefficients d'amplification dynamique D.

- ✓ Introduction de la méthode dynamique spectrale comme méthode de calcul a adopté dans tous les cas si la méthode statique équivalente ne s'applique pas.
- ✓ Groupe d'usage 1 du RPA88 éclate en deux sous-groupes **1A** et **1B**.
- ✓ Définition d'un chapitre relatif aux justifications de sécurité qui relève du domaine d'application du RPA pour que les structures soient réputées parasismiques.
- ✓ Revoir les dispositions constructives relatives aux constructions en BA, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée.
- ✓ Envisager un nouveau chapitre relatif aux fondations et au mur de soutènement (fondation, liquéfaction des sols, stabilité des pentes).

e. Le règlement RPA 99/version 2003

Les différents cas de pathologies et de dommages occasionnés aux ouvrages dans les wilayas d'Alger et de Boumerdes à la suite du tragique séisme du 21 mai 2003, ont révélé, outre la violence du séisme de magnitude 6.8 sur l'échelle de RICHTER, des défaillances dans plusieurs constructions réalisées ou en cours de réalisation.

Dans ce cadre, le Groupe Technique Spécialisé (GTS), créé par décision de Monsieur le Ministre de l'Habitat et de l'Urbanisme le 28 juin 2003, a été chargé de procéder à la révision à «court terme» du **RPA 99** et d'engager la réflexion sur les enrichissements techniques et scientifiques à apporter, à moyen et lent terme, à la réglementation parasismique Algérienne[16].

D'où l'établissement d'un addenda au « **RPA 99** » connu sous l'appellation «**RPA99 version 2003** » et qui porte essentiellement sur deux volets :

- ✓ Révision du zonage sismique du **RPA 99**. (Voir figure II.5)

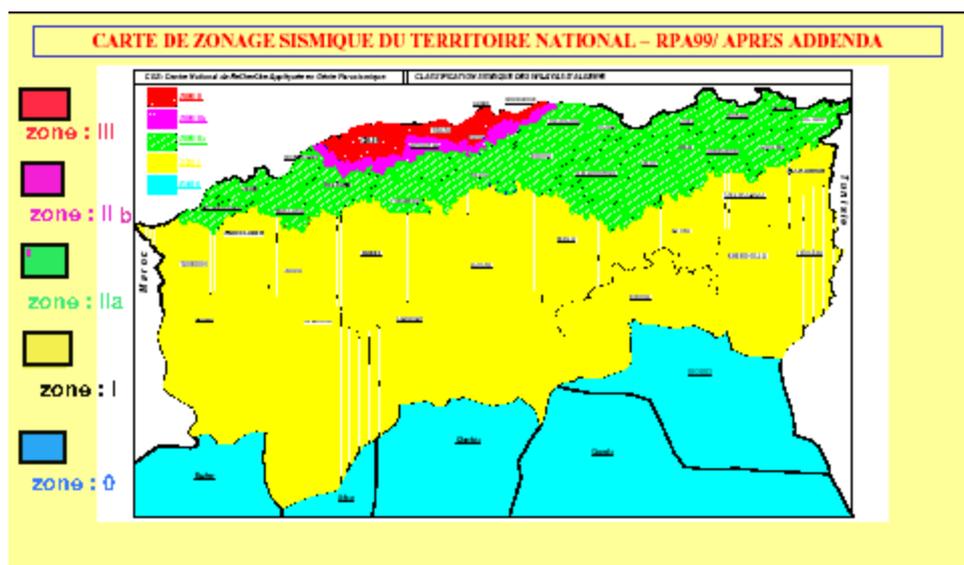


Figure II.5 : Révision du zonage sismique du RPA 99.

- ✓ Nouvelles prescriptions, plus restrictives, pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux-poutres).

Mais le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages est resté le même [4]. (Tableau II.1)

<i>remplissage</i>	<i>portiques</i>		<i>Voiles ou murs</i>
	<i>Béton armée</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton arme/maçonnerie</i>
<i>Leger</i>	6	4	10
<i>Danse</i>	7	5	

Tableau II.2 : Valeurs de ξ (%). [6]

II.2.3/ EUROCODE :

En 1975 la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité de Rome. L'objectif du programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Et en 1989 la Commission et les Etats Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord entre la Commission et le CEN de transférer au CEN par une série de Mandats la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106 CEE sur les produits de la construction – DPC - et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les ouvrages et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur) [17].

Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant, en général, constituée d'un certain nombre de Parties (Tableau II.3) [19] :

EN1990	Eurocode	Bases de calcul des Structures
EN1991	Eurocode1	Actions sur les structures
EN1992	Eurocode2	Calcul des structures en béton
EN1993	Eurocode3	Calcul des structures en acier
EN1994	Eurocode4	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN1995	Eurocode5	Calcul des structures en bois
EN1996	Eurocode6	Calcul des structures en maçonnerie
EN1997	Eurocode7	Calcul géotechnique
EN1998	Eurocode8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN1999	Eurocode9	Calcul des structures en aluminium

Tableau II.3 : Le programme des Eurocodes. [17]

Le programme des Eurocodes qui s'applique dans notre pays est l'**EUROCODE 8** qui est la base de calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

Dans le cas où une analyse modale est effectuée, le pourcentage d'amortissement critique doit être défini pour chaque mode de vibration. Si un mode concerne essentiellement un seul matériau de structure, le pourcentage d'amortissement doit être conforme aux caractéristiques de dissipation d'énergie de ce matériau, compte tenu de l'amplitude de la déformation.

Le pourcentage d'amortissement « ξ » peuvent être pris dans les fourchettes suivantes (*tableau II.4*) :

<i>Types de contreventement (brochettes)</i>	<i>ξ (%)</i>
<i>Elément en acier</i>	<i>De 1 à 4</i>
<i>Elément en béton armé</i>	<i>De 2 à 7</i>
<i>Elément avec placage céramique</i>	<i>De 1,5 à 5</i>
<i>Structure avec revêtement maçonnerie</i>	<i>De 3 à 10</i>

Tableau II.4 : Le pourcentage d'amortissement en fonction des différents types de contreventement.

S'il apparaît que des éléments non-structuraux contribuent à la dissipation de l'énergie, on peut prendre des valeurs d'amortissement plus fortes.

L'amortissement dépendant de l'amplitude des déformations, on peut utiliser les valeurs basses de la brochette pour le calcul aux états limites de service, tandis que les valeurs hautes peuvent être utilisées à l'état limite ultime.

Quand à la dissipation d'énergie dans le sol, des valeurs représentatives du pourcentage d'amortissement, associées aux degrés de liberté de la fondation sont (*tableau II.5*) :

	<i>ξ (%)</i>
<i>Amortissement associé à la translation horizontale</i>	<i>De 10 à 20</i>
<i>Amortissement associé au balancement</i>	<i>De 7 à 15</i>
<i>Amortissement associé à la translation verticale</i>	<i>10</i>

Tableau II.5 : Le pourcentage d'amortissement, associées aux degrés de liberté de la fondation

L'amortissement associé à la translation verticale des semelles filantes doit être limité à 10%.

On doit limiter les pourcentages d'amortissement à des valeurs faibles pour des fondations sur un dépôt sédimentaire peu profond reposant sur un substratum rocheux.

En général, pour les structures considérées ici, tout mode de vibration implique la déformation de plus d'un matériau. Pour ce cas, pour chaque mode, on peut prendre un amortissement modal moyen calculé au prorata de l'énergie élastique de déformation emmagasiné dans chaque matériau pour le mode de vibration considéré.

II.3/ coefficient d'amortissement :

Les mouvements du système en l'absence du chargement sont appelés oscillations libres. Et c'est la réponse en oscillations libres que nous allons à présent étudier et utiliser. [1]

La solution de l'équation du mouvement qui est :

$$m\ddot{V}(t) + C\dot{V}(t) + kV(t) = 0 \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$S'écrit V(t) = Ge^{st} \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

En substituant cette expression dans l'équation①, on obtiendra :

$$(mS^2 + CS + k)Ge^{st} = 0$$

En simplifiant par mGe^{st} et en posant $w^2 = \frac{k}{m}$:

$$S^2 + \frac{C}{m}S + w^2 = 0 \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

En présence de l'amortissement, la solution de l'équation③ qui définit la réponse du système :

$$S = -\frac{C}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{C}{2m}\right)^2 - w^2} \dots\dots\dots \textcircled{4}$$

II.3.1/ Régime libre conservatif :

L'oscillation est dit conservatif quand l'amortissement est nul. C à d $\xi=0$

Alors, l'équation③ devient : [2]

$$S^2 + w^2 = 0$$

D'où $S = \pm iw$ avec $i = \sqrt{-1}$

Après substitution dans l'équation②, nous aurons :

$$V(t) = C_1e^{iwt} + C_2e^{-iwt}$$
$$V(t) = A \sin wt + B \cos wt$$

$$V(t) = [V(0)(1 + wt) + \dot{V}(0)t]e^{-wt} \dots \dots \dots \textcircled{7}$$

La solution est représentée à la figure II.7. On remarque que la réponse d'un système en oscillation libre ne comporte, dans le cas de l'amortissement critique, aucune oscillation autour de la position de déplacement nul ; par contre, le système revient à la position zéro en raison du terme de décroissement exponentielle de l'équation(7) une définition utile de la condition d'amortissement critique est la suivante : c'est la valeur minimum de l'amortissement pour lequel aucune oscillation libre ne franchit la configuration du système au repos.

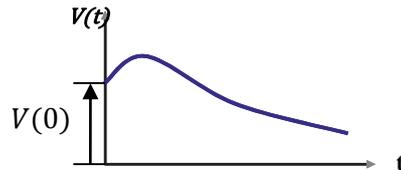


Figure II.7 : *Vibration libre d'un système à amortissement critique.* [22]

II.3.2.2/ Amortissement sur critique :

Bien que l'on rencontre que rarement des structures ayant un amortissement plus que critique, c'est avec le souci de présenter un exposé complet que nous étudierons la réponse d'un tel système. Dans ce cas $\xi > 1$, la solution de l'équation(3) s'obtient :

$$S = -\xi w \pm w\sqrt{\xi^2 - 1} = -\xi w \pm \hat{w} \dots \dots \dots \textcircled{8}$$

Avec : $\hat{w} = w\sqrt{\xi^2 - 1}$

En reportant l'équation(8) dans l'équation (2) et après simplification, on arrive :

$$V(t) = [A \sin \hat{w}t + B \cos \hat{w}t]e^{-\xi wt} \dots \dots \dots \textcircled{9}$$

Avec :

$$\begin{cases} A = \frac{1}{2\hat{w}} [V(0)(\xi w + \hat{w}) + V \dot{(t)}] \\ B = -\frac{1}{2\hat{w}} [V(0)(\xi w - \hat{w}) + V \dot{(t)}] \end{cases}$$

On remarque d'après la forme de l'équation (9) que la réponse d'un système sur amorti n'est pas oscillatoire ; elle est comparable au mouvement du système à amortissement critique de la figure II.7 ci-dessus, mais le retour vers la position neutre est plus long en raison du facteur d'amortissement plus important

II.3.2.3/ Amortissement sous critique :

Si l'amortissement est inférieur à l'amortissement critique, il est évident d'après $C = 2mw$, et le terme sous le radicale l'équation (4) est donc négatif. Pour calculer la réponse oscillatoire libre dans ce cas, il est commandé d'exprimer l'amortissement du système en le rapportant à l'amortissement critique au moyen du rapport ξ défini comme :

$$\xi = \frac{C}{2mw}$$

Ce rapport est sauvant appelé **coefficient d'amortissement**; mais afin de ne créer aucune confusion avec les coefficients d'influence d'amortissement, nous l'appellerons **facteur d'amortissement**. En utilisant dans l'équation (4) on obtient :

$$S = -\xi w \pm \sqrt{(\xi w)^2 - w^2}$$

En changeant le signe sous le radicale :

$$S = -\xi w \pm iw_D \dots \dots \dots \textcircled{10}$$

Avec :

$$w_D = w\sqrt{1 - \xi^2} \dots \dots \dots \textcircled{11}$$

La grandeur w_D est la pseudo-fréquence angulaire en oscillation amorties : Pour les facteurs d'amortissement les plus fréquemment rencontrés en structures ($\xi < 20\%$), elle diffère très peu de la vitesse angulaire en oscillations non-amorties, comme on peut le remarquer au vu de l'éq.(11). pour estimer l'influence de l'amortissement de la vitesse angulaire il est commandé de se rappeler que le graphe représentant les variation du rapport $\frac{w_D}{w}$ (vitesse angulaire amortie sur vitesse angulaire non amortie) en fonction du facteur d'amortissement ξ est un cercle de rayon unité.

La réponse d'un système sous-amorti en oscillation libre peut être calculée en rapportant l'équation (10) dans l'équation (2) ; ainsi :

$$V(t) = [A \sin w_D t + B \cos w_D t] e^{-\xi w t} \dots \dots \dots \textcircled{12}$$

Cette réponse peut également s'écrire sous la forme d'un vecteur tournant :

$$V(t) = \rho e^{-\xi w t} \cos(w_D t + \theta) \dots \dots \dots \textcircled{13}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho = \left\{ \left[\frac{\dot{V}(0) + V(0)\xi w}{w_D} \right]^2 + [V(0)]^2 \right\}^{1/2} \\ \theta = \arctan \frac{\dot{V}(0) + V(0)\xi w}{w_D V(0)} \end{cases}$$

La figure suivante (Figure II.8) représente un tracé de la réponse d'un système sous-amorti à un déplacement initial non nul $V(0)$, mais une vitesse initiale nulle $\dot{V}(0) = 0$ (ce que l'on obtient en relâchant la masse à partir d'une position déplacée immobile). On peut remarquer que le système sous-amorti oscille de part et d'autre de la position neutre,

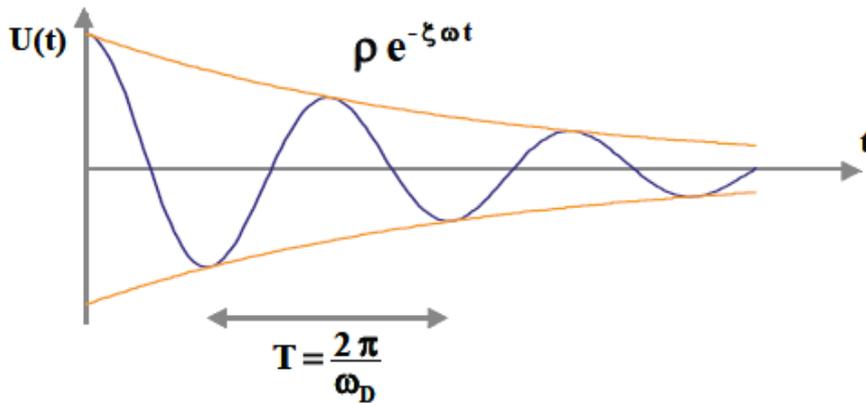


Figure II.8: Réponse en oscillation libre d'un système sous-amorti. [22]

Les caractéristiques réelles d'amortissement des structures sont très complexes et délicates à déterminer. Il est cependant d'usage courant d'exprimer l'amortissement de ces systèmes au moyen de facteur d'amortissement visqueux équivalent ξ qui présente des caractéristiques de décroissance comparables dans le cas d'oscillations libres. Il convient donc à présent d'étudier plus en détail l'influence du facteur d'amortissement visqueux ξ sur la réponse en oscillations libres (figure II.9).

Considérons deux pics successifs de même signe de la réponse représentée à la figure précédente : V_n et V_{n+1} . De l'équation. (13) on tire le rapport des amplitudes de ces deux pics : [1]

$$\frac{V_n}{V_{n+1}} = \exp\left(2\pi\xi \frac{w}{w_D}\right) \dots \dots \dots (14)$$

En prenant le logarithme népérien de deux membre de cette équation on obtient le *décroissement logarithmique* δ

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = 2\pi\xi \frac{w}{w_D} \dots \dots \dots (15)$$

Soit, avec l'équation (11) :

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \dots \dots \dots (16)$$

Pour de faibles amortissements cette dernière équation peut s'approcher par :

$$\delta = 2\pi\xi$$

D'où le coefficient d'amortissement est :

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi}$$

Lorsqu'on observe expérimentalement des vibrations libres amorties, une méthode pratique pour estimer le facteur d'amortissement consiste à compter le nombre de cycle nécessaire pour obtenir une réduction d'amplitude de la moitié. La relation à utiliser dans ce cas est représentée graphiquement à la figure suivante. Une règle approchée commode consiste à se rappeler que pour un rapport d'amortissement de 10%, l'amplitude se trouve réduite de moitié en un cycle (figure II.9).

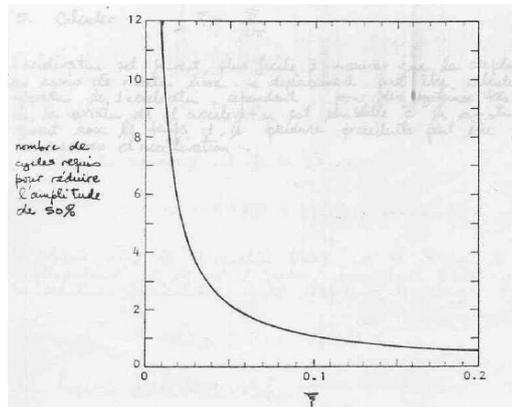


Figure II.9: Facteur d'amortissement en fonction du nombre de cycles requis pour réduire l'amplitude de moitié. [2]

Chapitre III :

*Evaluation du
coefficient
d'amortissement par
l'étude du décrément
logarithmique*

III.1/ Introduction :

Les caractéristiques réelles d'amortissement des structures sont très complexes et délicates à déterminer. Une méthode pratique pour estimer le facteur d'amortissement qui présente des caractéristiques de décroissances comparables dans le cas d'oscillation libre consiste à prendre le logarithme népérien de deux pics positifs successifs de la réponse pour obtenir le décrétement logarithmique « δ » [1]. D'où nous pouvons par la suite tirer le coefficient d'amortissement « ξ ».

Afin d'extraire des tableaux des résultats les déplacements modaux des différents modes de vibrations des différentes structures étudiées, nous avons utilisé une analyse linéaire élastique par le logiciel **ETABS V9.6**. Cette analyse s'est effectuée en suivant les étapes suivantes :

- 1) Modélisation des structures.
- 2) Analyse élastique linéaire des structures.
- 3) Extraction des déplacements modaux des tableaux de résultats.

III.2/ Modélisation de la structure :

III.2.1/ Description de la structure :

Le bâtiment est à usage d'habitation, la structure est une structure mixte, elle est constituée de portiques et voiles et elle est implantée sur un sol ferme de site (S2) situé dans une zone à forte sismicité (**zone III**) avec un groupe d'usage de classe 2. Ce qui nous permet de déterminer une accélération de cette zone de 0,25g [11].

Afin d'étudier l'impact de l'amortissement sur le comportement des structures mixtes et éventuellement l'influence de la disposition des voiles au sein de la structure, nous allons faire varier plusieurs dispositions de voiles sur plusieurs structures [11], cela dans le but de savoir s'il existe une influence de ces dispositions sur le calcul du coefficient d'amortissement « ξ ». (Figure III.1)

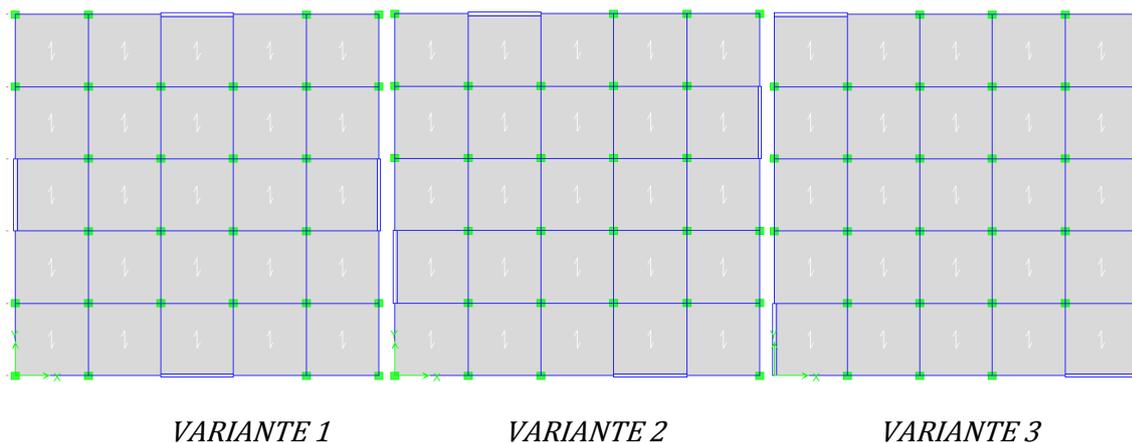
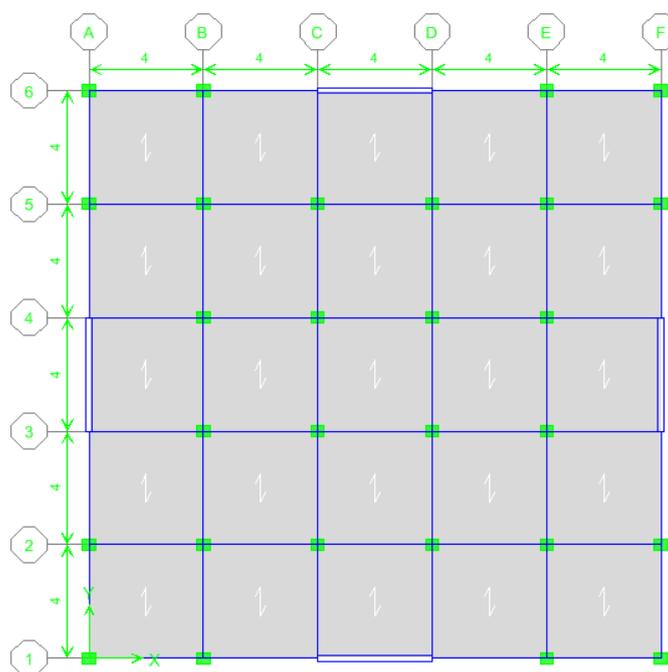


Figure III.1 : *Présentation des différentes dispositions de voiles.* [3]

III.2.2/ Caractéristiques géométriques :

La structure étudiée est un bâtiment en (R+7) soit 8 niveaux, la hauteur d'étage est de 3m et les dimensions en plan sont de (20m*20m) avec une symétrie parfaite.

Les planchers ont une épaisseur de 20cm (Corps creux + dalle de compression), le béton est de classe **C25** et les aciers **FeE400** [11]. (Figure III.2)



III.2.3/ Dimensionnement de la structure :

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (*BAEL99*) et le règlement parasismique Algérien (*RPA99/version 2003*) [11]. (*Figure III.3*)

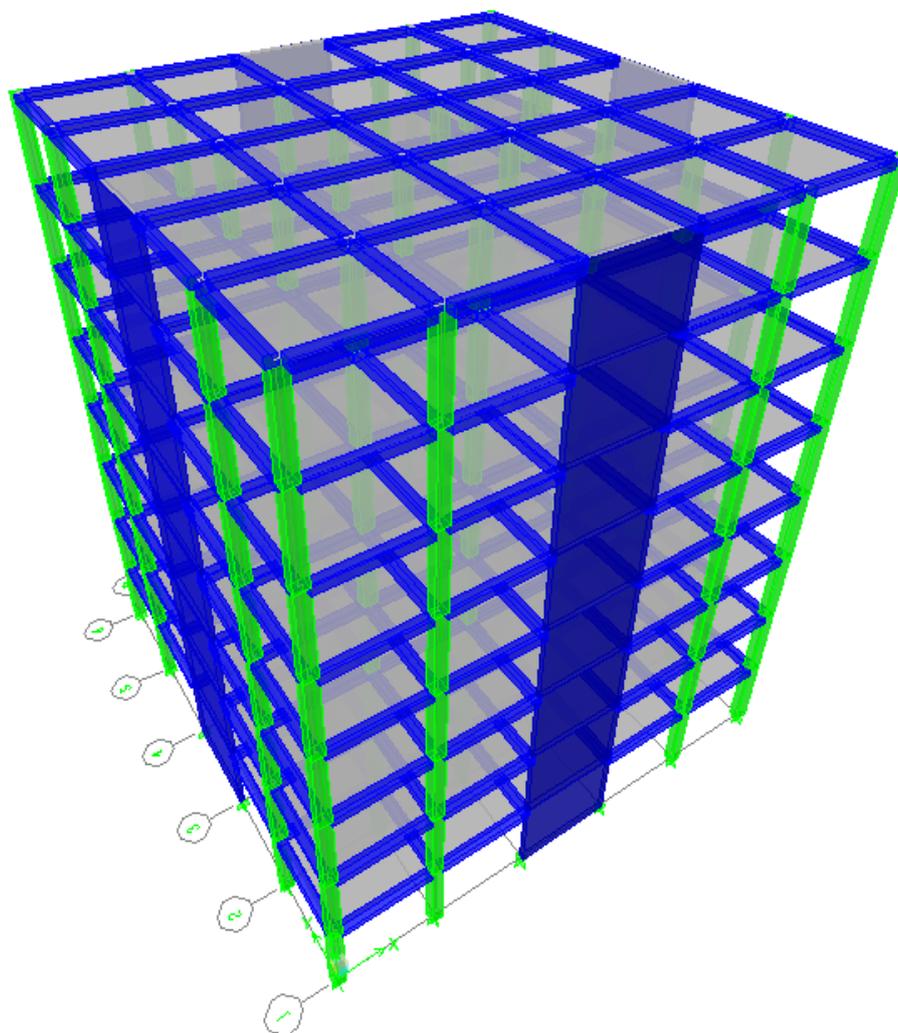


Figure III.3: Vue en 3D (trois dimension) de la structure. [3]

- Poteaux : 45*40 cm²
- Poutres : poutres principales : 30*35cm², poutres secondaire : 30*35cm²
- Voiles : 20cm

III.2.4/ Les charges de la structure :

Les charges statiques considérées sont les charges dues aux poids propre du plancher et de la surcharge d'exploitation. [11]

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5,8 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.2.5/ Spécification des propriétés des matériaux :

- Masse volumique du béton : 25 KN/m³.
- Poids volumiques du béton : 25 KN/m³.
- Module de Young: 32164200 KN/m².
- Contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m².
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m².
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m².

III.2.6/ Définition de l'analyse dynamique (E) :

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

Analyse modale :

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les valeurs propres déterminent les fréquences de la structure. 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 :

$$K - \omega^2 M \phi = 0 \quad (1)$$

Avec :

K : Matrice de rigidité généralisée.

M : Matrice masse généralisée.

ω^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

{ ϕ } : 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 maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Pour chaque mode nous avons :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

Pour chaque direction nous avons :

Les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et les 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 :

$$K u_{(t)} + C \dot{u}_{(t)} + M \ddot{u}_{(t)} = m_x \ddot{u}_{(t)} + m_y \ddot{u}_{gy(t)} + m_z \ddot{u}_{gz(t)} \quad (2)$$

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) ou SRSS.

III.4/ Extraction et présentation des tableaux de déplacement :

Après une analyse élastique linéaire, nous constatons qu'on a les modes de vibration pour chaque variante :

III.4.1/ Les résultats obtenues pour la variante 1 :

Les résultats obtenus pour chaque variante sont présentés dans les *figures III.4 et III.5*

✓ Suivant x-x :

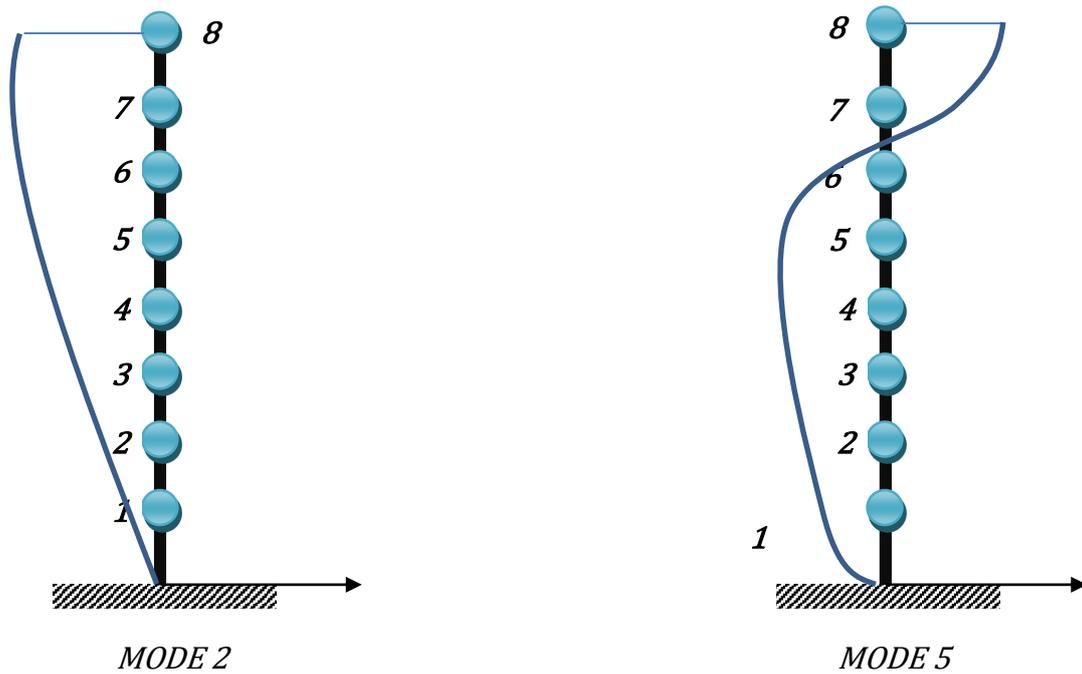


Figure III.4 : Les déplacements suivant xx de la variante 1.

✓ Suivant yy :

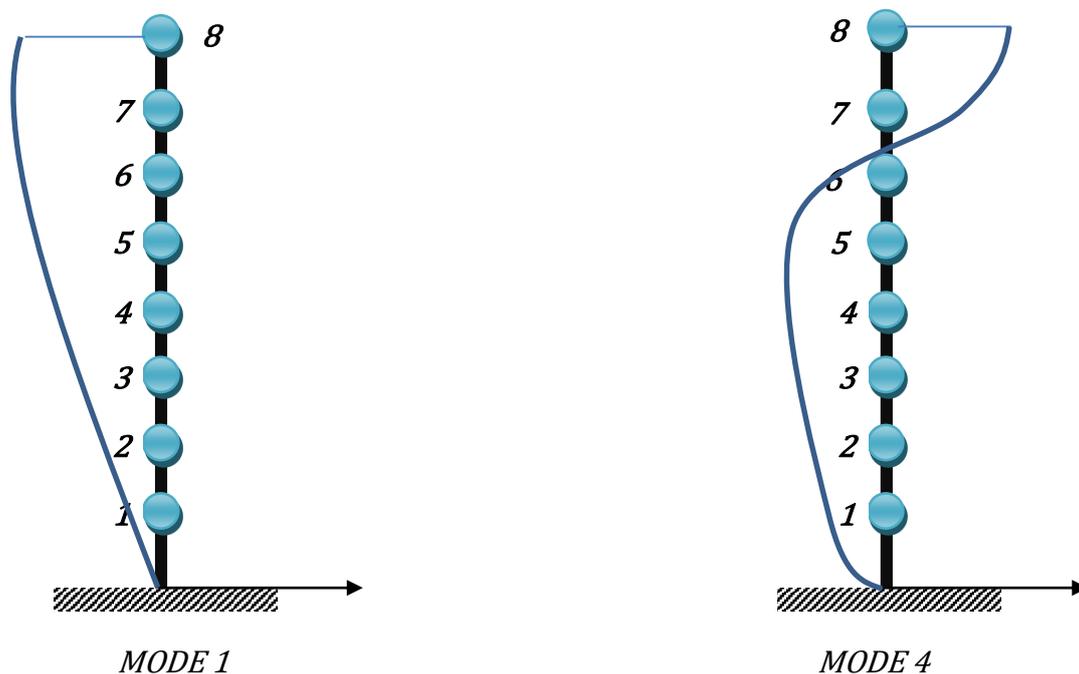


Figure III.5 : Les déplacements suivant yy de la variante 1

• Le tableau des déplacements :

Story	Diaphragme	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY1	D1	1	0	-0,0012	0	0	0	0
STORY2	D2	1	0	-0,0039	0	0	0	0
STORY3	D3	1	0	-0,0076	0	0	0	0
STORY4	D4	1	0	-0,0119	0	0	0	0
STORY5	D5	1	0	-0,0163	0	0	0	0
STORY6	D6	1	0	-0,0206	0	0	0	0
STORY7	D7	1	0	-0,0247	0	0	0	0
STORY8	D8	1	0	-0,0284	0	0	0	0
STORY1	D1	2	-0,0012	0	0	0	0	0
STORY2	D2	2	-0,0039	0	0	0	0	0
STORY3	D3	2	-0,0077	0	0	0	0	0
STORY4	D4	2	-0,0119	0	0	0	0	0
STORY5	D5	2	-0,0163	0	0	0	0	0
STORY6	D6	2	-0,0206	0	0	0	0	0
STORY7	D7	2	-0,0246	0	0	0	0	0
STORY8	D8	2	-0,0284	0	0	0	0	0
STORY1	D1	3	0	0	0	0	0	-0,00012
STORY2	D2	3	0	0	0	0	0	-0,00042
STORY3	D3	3	0	0	0	0	0	-0,00083

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	3	0	0	0	0	0	-0,00131
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	3	0	0	0	0	0	-0,00182
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	3	0	0	0	0	0	-0,00234
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	3	0	0	0	0	0	-0,00285
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	3	0	0	0	0	0	-0,00333
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	4	0	-0,0053	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	4	0	-0,0143	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	4	0	-0,0214	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	4	0	-0,023	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	4	0	-0,0176	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	4	0	-0,006	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	4	0	0,0094	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	4	0	0,0256	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	5	-0,0053	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	5	-0,0143	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	5	-0,0214	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	5	-0,023	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	5	-0,0176	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	5	-0,006	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	5	0,0095	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	5	0,0257	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	6	0	0	0	0	0	0,0006
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	6	0	0	0	0	0	0,00161
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	6	0	0	0	0	0	0,00243
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	6	0	0	0	0	0	0,00265
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	6	0	0	0	0	0	0,00207
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	6	0	0	0	0	0	0,00076
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	6	0	0	0	0	0	-0,00102
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	6	0	0	0	0	0	-0,00293
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	7	0	-0,0124	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	7	0	-0,024	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	7	0	-0,0199	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	7	0	-0,0015	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	7	0	0,017	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	7	0	0,0206	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	7	0	0,005	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	7	0	-0,0207	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	8	-0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	8	-0,024	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	8	-0,0199	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	8	-0,0015	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	8	0,0171	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	8	0,0206	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	8	0,005	0	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	8	-0,0207	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00142
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00275
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00231
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00022
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	9	0	0	0	0	0	0,00191
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	9	0	0	0	0	0	0,00235
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	9	0	0	0	0	0	0,00059
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00236
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	10	0	-0,0196	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	10	0	-0,0215	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	10	0	0,0046	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	10	0	0,0229	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	10	0	0,0077	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	10	0	-0,0182	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	10	0	-0,0155	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	10	0	0,0162	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	11	0,0195	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	11	0,0215	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	11	-0,0046	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	11	-0,0229	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	11	-0,0077	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	11	0,0182	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	11	0,0155	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	11	-0,0163	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	12	0	-0,0241	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	12	0	-0,0063	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	12	0	0,0226	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	12	0	0,0013	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	12	0	-0,0232	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	12	0	0,0026	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	12	0	0,021	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	12	0	-0,0125	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	13	-0,024	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	13	-0,0064	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	13	0,0226	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	13	0,0013	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	13	-0,0232	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	13	0,0026	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	13	0,0211	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	13	-0,0125	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	14	0	0	0	0	0	0,00225
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	14	0	0	0	0	0	0,00246
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	14	0	0	0	0	0	-0,00051

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	14	0	0	0	0	0	-0,00262
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	14	0	0	0	0	0	-0,0009
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	14	0	0	0	0	0	0,00206
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	14	0	0	0	0	0	0,00177
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	14	0	0	0	0	0	-0,00187
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	15	0	0,0244	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	15	0	-0,0125	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	15	0	-0,0113	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	15	0	0,0231	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	15	0	-0,0093	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	15	0	-0,015	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	15	0	0,0216	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	15	0	-0,0091	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	16	-0,0244	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	16	0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	16	0,0114	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	16	-0,0231	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	16	0,0092	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	16	0,0151	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	16	-0,0216	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	16	0,0091	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	17	0	-0,0199	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	17	0	0,0226	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	17	0	-0,0148	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	17	0	-0,001	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	17	0	0,0162	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	17	0	-0,0232	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	17	0	0,0174	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	17	0	-0,0059	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	18	0,02	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	18	-0,0226	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	18	0,0147	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	18	0,0011	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	18	-0,0163	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	18	0,0232	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	18	-0,0174	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	18	0,0059	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	19	0	0	0	0	0	0,00277
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	19	0	0	0	0	0	0,00071
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00258
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00014
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	19	0	0	0	0	0	0,00265
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00029
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	19	0	0	0	0	0	-0,0024

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

STORY8	D8	19	0	0	0	0	0	0,00144
STORY1	D1	20	0	0,0113	0	0	0	0
STORY2	D2	20	0	-0,0174	0	0	0	0
STORY3	D3	20	0	0,0217	0	0	0	0
STORY4	D4	20	0	-0,023	0	0	0	0
STORY5	D5	20	0	0,0213	0	0	0	0
STORY6	D6	20	0	-0,0167	0	0	0	0
STORY7	D7	20	0	0,0096	0	0	0	0
STORY8	D8	20	0	-0,0029	0	0	0	0
STORY1	D1	21	0,0114	0	0	0	0	0
STORY2	D2	21	-0,0174	0	0	0	0	0
STORY3	D3	21	0,0217	0	0	0	0	0
STORY4	D4	21	-0,023	0	0	0	0	0
STORY5	D5	21	0,0212	0	0	0	0	0
STORY6	D6	21	-0,0167	0	0	0	0	0
STORY7	D7	21	0,0096	0	0	0	0	0
STORY8	D8	21	-0,0029	0	0	0	0	0
STORY1	D1	22	0	0	0	0	0	-0,00279
STORY2	D2	22	0	0	0	0	0	0,00144
STORY3	D3	22	0	0	0	0	0	0,00128
STORY4	D4	22	0	0	0	0	0	-0,00264
STORY5	D5	22	0	0	0	0	0	0,00107
STORY6	D6	22	0	0	0	0	0	0,00172
STORY7	D7	22	0	0	0	0	0	-0,00246
STORY8	D8	22	0	0	0	0	0	0,00105
STORY1	D1	23	0	0	0	0	0	-0,00226
STORY2	D2	23	0	0	0	0	0	0,00259
STORY3	D3	23	0	0	0	0	0	-0,00171
STORY4	D4	23	0	0	0	0	0	-0,0001
STORY5	D5	23	0	0	0	0	0	0,00185
STORY6	D6	23	0	0	0	0	0	-0,00265
STORY7	D7	23	0	0	0	0	0	0,00199
STORY8	D8	23	0	0	0	0	0	-0,00068
STORY1	D1	24	0	0	0	0	0	0,00127
STORY2	D2	24	0	0	0	0	0	-0,00198
STORY3	D3	24	0	0	0	0	0	0,00248
STORY4	D4	24	0	0	0	0	0	-0,00264
STORY5	D5	24	0	0	0	0	0	0,00244
STORY6	D6	24	0	0	0	0	0	-0,00192
STORY7	D7	24	0	0	0	0	0	0,0011
STORY8	D8	24	0	0	0	0	0	-0,00034

Tableau III.1 : Représentation des résultats de la variante 1. [3]

- Le tracé de la courbe en format ADRS :

<i>period</i>	<i>xx(16)</i>	<i>Period</i>	<i>yy(15)</i>
0	-0,0244	0	0,0244
0,014887	0,0124	0,01503	-0,0125
0,029774	-0,0231	0,03006	0,0231
0,044661	0,0092	0,04509	-0,0093
0,059548	-0,0216	0,06012	0,0216
0,074435	0,0091	0,07515	-0,0091

Tableau III.2 : Les résultats des modes suivant les deux sens de la variante 1.

- ✓ Suivant xx :

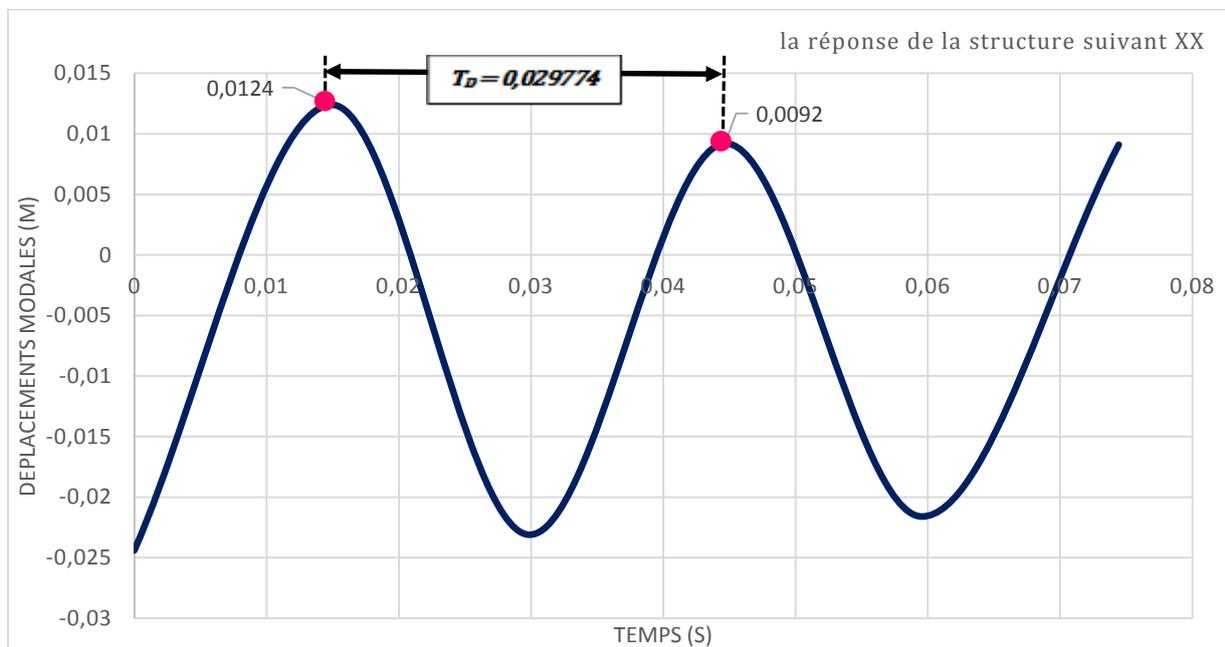


Figure III.6 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 1

Alors :

Avec $\xi = \frac{\delta}{2\pi}$

et $\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}}$

→

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = \ln \frac{0,0124}{0,0092} = 0,29$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,29}{2\pi} = 0,04$$

D'où ;

$$\xi_{xx} = 5\%$$

✓ Suivant yy:

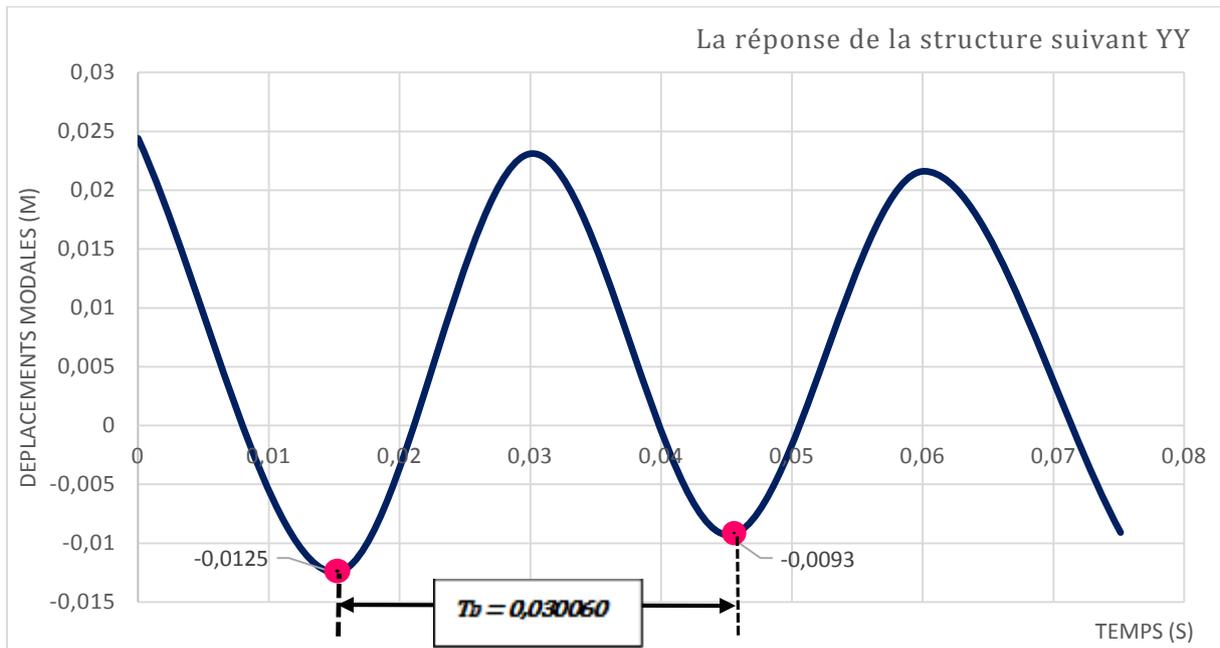


Figure III.7 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 1.

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = \ln \frac{0,0125}{0,0093} = 0,29$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,32}{2\pi} = 0,047$$

D'où ;



$$\xi_{yy} = 5\%$$

Donc ;

$$\xi_{xx} = \xi_{yy}$$

III.4.2/ Les résultats obtenue pour la variante 2 :

✓ Suivant xx :

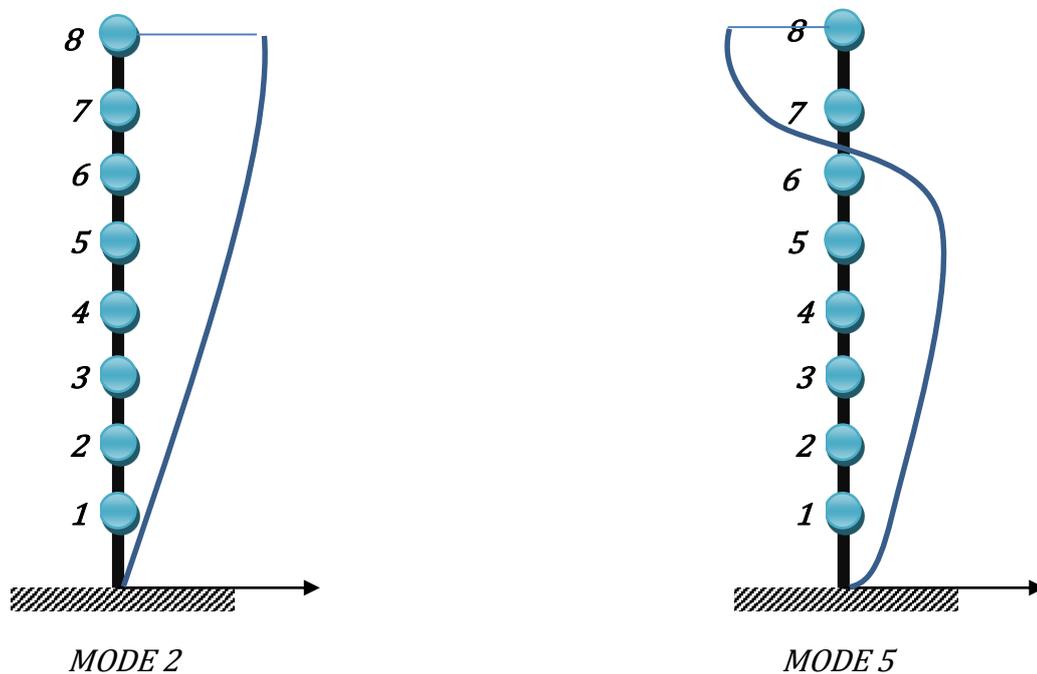


Figure III.8 : Les déplacements suivant xx de la variante 2.

✓ Suivant yy :

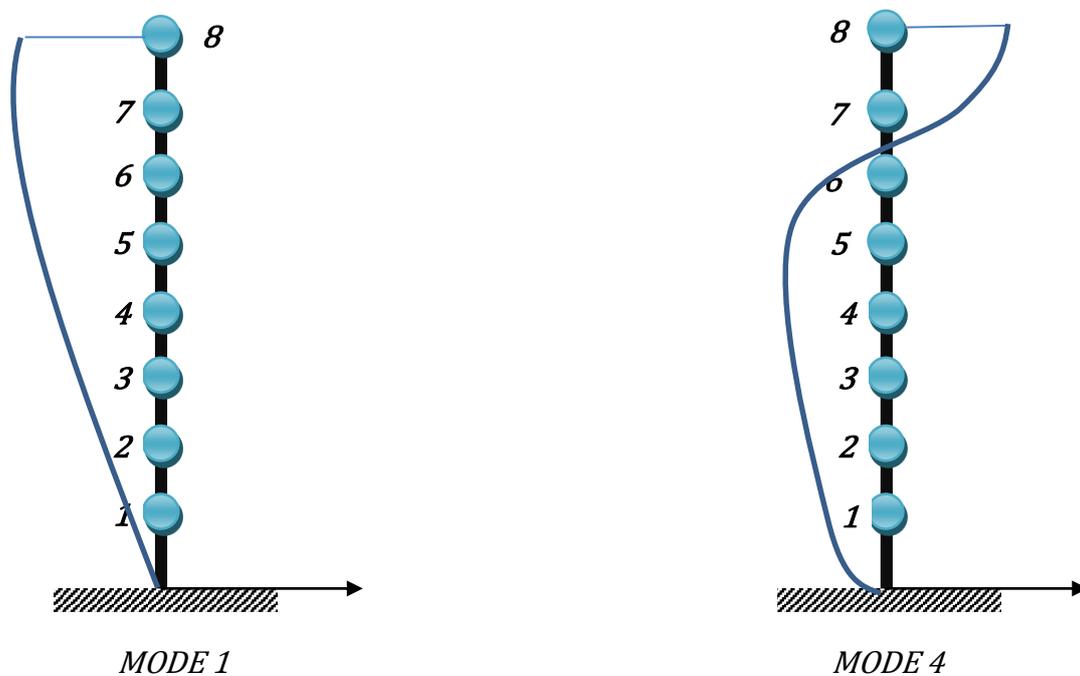


Figure III.9 : Les déplacements suivant yy de la variante 2.

• Le tableau des déplacements :

<i>Story</i>	<i>Diaphragme</i>	<i>Mode</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
<i>STORY1</i>	D1	1	0	-0,0012	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	1	0	-0,0039	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	1	0	-0,0076	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	1	0	-0,0119	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	1	0	-0,0163	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	1	0	-0,0206	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	1	0	-0,0247	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	1	0	-0,0284	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	2	0,0012	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	2	0,0039	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	2	0,0077	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	2	0,0119	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	2	0,0163	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	2	0,0206	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	2	0,0246	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	2	0,0284	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	3	0	0	0	0	0	-0,00012
<i>STORY2</i>	D2	3	0	0	0	0	0	-0,00042
<i>STORY3</i>	D3	3	0	0	0	0	0	-0,00083
<i>STORY4</i>	D4	3	0	0	0	0	0	-0,00131
<i>STORY5</i>	D5	3	0	0	0	0	0	-0,00182
<i>STORY6</i>	D6	3	0	0	0	0	0	-0,00234
<i>STORY7</i>	D7	3	0	0	0	0	0	-0,00284
<i>STORY8</i>	D8	3	0	0	0	0	0	-0,00332
<i>STORY1</i>	D1	4	0	-0,0053	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	4	0	-0,0143	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	4	0	-0,0214	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	4	0	-0,023	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	4	0	-0,0176	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	4	0	-0,006	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	4	0	0,0094	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	4	0	0,0256	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY1</i>	D1	5	0,0053	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	5	0,0143	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	5	0,0214	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	5	0,023	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	5	0,0176	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	5	0,006	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	5	-0,0094	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	5	-0,0256	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	6	0	0	0	0	0	0,0006
<i>STORY2</i>	D2	6	0	0	0	0	0	0,00161
<i>STORY3</i>	D3	6	0	0	0	0	0	0,00243
<i>STORY4</i>	D4	6	0	0	0	0	0	0,00264
<i>STORY5</i>	D5	6	0	0	0	0	0	0,00206
<i>STORY6</i>	D6	6	0	0	0	0	0	0,00076
<i>STORY7</i>	D7	6	0	0	0	0	0	-0,00102
<i>STORY8</i>	D8	6	0	0	0	0	0	-0,00292
<i>STORY1</i>	D1	7	0	-0,0124	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	7	0	-0,024	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	7	0	-0,0199	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	7	0	-0,0015	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	7	0	0,017	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	7	0	0,0206	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	7	0	0,005	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	7	0	-0,0207	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	8	0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	8	0,024	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	8	0,0199	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	8	0,0015	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	8	-0,0171	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	8	-0,0206	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	8	-0,005	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	8	0,0207	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	9	0	0	0	0	0	-0,00142
<i>STORY2</i>	D2	9	0	0	0	0	0	-0,00274
<i>STORY3</i>	D3	9	0	0	0	0	0	-0,0023
<i>STORY4</i>	D4	9	0	0	0	0	0	-0,00022
<i>STORY5</i>	D5	9	0	0	0	0	0	0,00191
<i>STORY6</i>	D6	9	0	0	0	0	0	0,00235
<i>STORY7</i>	D7	9	0	0	0	0	0	0,00059
<i>STORY8</i>	D8	9	0	0	0	0	0	-0,00236
<i>STORY1</i>	D1	10	0	0,0196	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	10	0	0,0215	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	10	0	-0,0046	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	10	0	-0,0229	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY5</i>	D5	10	0	-0,0077	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	10	0	0,0182	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	10	0	0,0155	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	10	0	-0,0162	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	11	-0,0195	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	11	-0,0215	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	11	0,0046	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	11	0,0229	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	11	0,0077	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	11	-0,0182	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	11	-0,0155	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	11	0,0163	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	12	0	-0,0241	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	12	0	-0,0063	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	12	0	0,0226	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	12	0	0,0013	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	12	0	-0,0232	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	12	0	0,0026	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	12	0	0,021	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	12	0	-0,0125	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	13	-0,024	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	13	-0,0064	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	13	0,0226	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	13	0,0013	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	13	-0,0232	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	13	0,0026	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	13	0,0211	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	13	-0,0125	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	14	0	0	0	0	0	0,00224
<i>STORY2</i>	D2	14	0	0	0	0	0	0,00246
<i>STORY3</i>	D3	14	0	0	0	0	0	-0,00052
<i>STORY4</i>	D4	14	0	0	0	0	0	-0,00261
<i>STORY5</i>	D5	14	0	0	0	0	0	-0,00089
<i>STORY6</i>	D6	14	0	0	0	0	0	0,00206
<i>STORY7</i>	D7	14	0	0	0	0	0	0,00176
<i>STORY8</i>	D8	14	0	0	0	0	0	-0,00187
<i>STORY1</i>	D1	15	0	-0,0244	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	15	0	0,0125	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	15	0	0,0113	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	15	0	-0,0231	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	15	0	0,0093	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	15	0	0,015	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	15	0	-0,0216	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	15	0	0,0091	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY1</i>	D1	16	-0,0244	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	16	0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	16	0,0114	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	16	-0,0231	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	16	0,0092	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	16	0,0151	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	16	-0,0216	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	16	0,0091	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	17	0	0,0199	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	17	0	-0,0226	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	17	0	0,0148	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	17	0	0,001	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	17	0	-0,0162	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	17	0	0,0232	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	17	0	-0,0174	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	17	0	0,0059	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	18	0,02	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	18	-0,0226	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	18	0,0147	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	18	0,0011	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	18	-0,0163	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	18	0,0232	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	18	-0,0174	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	18	0,0059	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	19	0	0	0	0	0	0,00276
<i>STORY2</i>	D2	19	0	0	0	0	0	0,00071
<i>STORY3</i>	D3	19	0	0	0	0	0	-0,00258
<i>STORY4</i>	D4	19	0	0	0	0	0	-0,00014
<i>STORY5</i>	D5	19	0	0	0	0	0	0,00264
<i>STORY6</i>	D6	19	0	0	0	0	0	-0,00029
<i>STORY7</i>	D7	19	0	0	0	0	0	-0,00239
<i>STORY8</i>	D8	19	0	0	0	0	0	0,00144
<i>STORY1</i>	D1	20	0	0,0113	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	20	0	-0,0174	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	20	0	0,0217	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	20	0	-0,023	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	D5	20	0	0,0213	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	20	0	-0,0167	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	20	0	0,0096	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	20	0	-0,0029	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	21	0,0114	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	D2	21	-0,0174	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	D3	21	0,0217	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	D4	21	-0,023	0	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY5</i>	D5	21	0,0212	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	D6	21	-0,0167	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	D7	21	0,0096	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	D8	21	-0,0029	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	D1	22	0	0	0	0	0	-0,00278
<i>STORY2</i>	D2	22	0	0	0	0	0	0,00144
<i>STORY3</i>	D3	22	0	0	0	0	0	0,00127
<i>STORY4</i>	D4	22	0	0	0	0	0	-0,00263
<i>STORY5</i>	D5	22	0	0	0	0	0	0,00107
<i>STORY6</i>	D6	22	0	0	0	0	0	0,00171
<i>STORY7</i>	D7	22	0	0	0	0	0	-0,00246
<i>STORY8</i>	D8	22	0	0	0	0	0	0,00105
<i>STORY1</i>	D1	23	0	0	0	0	0	-0,00226
<i>STORY2</i>	D2	23	0	0	0	0	0	0,00259
<i>STORY3</i>	D3	23	0	0	0	0	0	-0,00171
<i>STORY4</i>	D4	23	0	0	0	0	0	-0,0001
<i>STORY5</i>	D5	23	0	0	0	0	0	0,00184
<i>STORY6</i>	D6	23	0	0	0	0	0	-0,00264
<i>STORY7</i>	D7	23	0	0	0	0	0	0,00198
<i>STORY8</i>	D8	23	0	0	0	0	0	-0,00068
<i>STORY1</i>	D1	24	0	0	0	0	0	0,00127
<i>STORY2</i>	D2	24	0	0	0	0	0	-0,00197
<i>STORY3</i>	D3	24	0	0	0	0	0	0,00248
<i>STORY4</i>	D4	24	0	0	0	0	0	-0,00263
<i>STORY5</i>	D5	24	0	0	0	0	0	0,00243
<i>STORY6</i>	D6	24	0	0	0	0	0	-0,00192
<i>STORY7</i>	D7	24	0	0	0	0	0	0,0011
<i>STORY8</i>	D8	24	0	0	0	0	0	-0,00034

Tableau III.3 : Représentation des résultats de la variante 2. [3]

- **Le tracé de la réponse en format ARDS:**

<i>Période</i>	<i>xx(16)</i>	<i>Période</i>	<i>yy(15)</i>
<i>0</i>	<i>-0,0244</i>	<i>0</i>	<i>-0,0244</i>
<i>0,01504</i>	<i>0,0124</i>	<i>0,0166685</i>	<i>0,0125</i>
<i>0,03008</i>	<i>-0,0231</i>	<i>0,033337</i>	<i>-0,0231</i>
<i>0,04512</i>	<i>0,0092</i>	<i>0,0500055</i>	<i>0,0093</i>
<i>0,06016</i>	<i>-0,0216</i>	<i>0,066674</i>	<i>-0,0216</i>
<i>0,0752</i>	<i>0,0091</i>	<i>0,0833425</i>	<i>0,0091</i>

Tableau III.4 : Les résultats des modes suivant les deux sens de la variante 2.

- *suivant xx :*

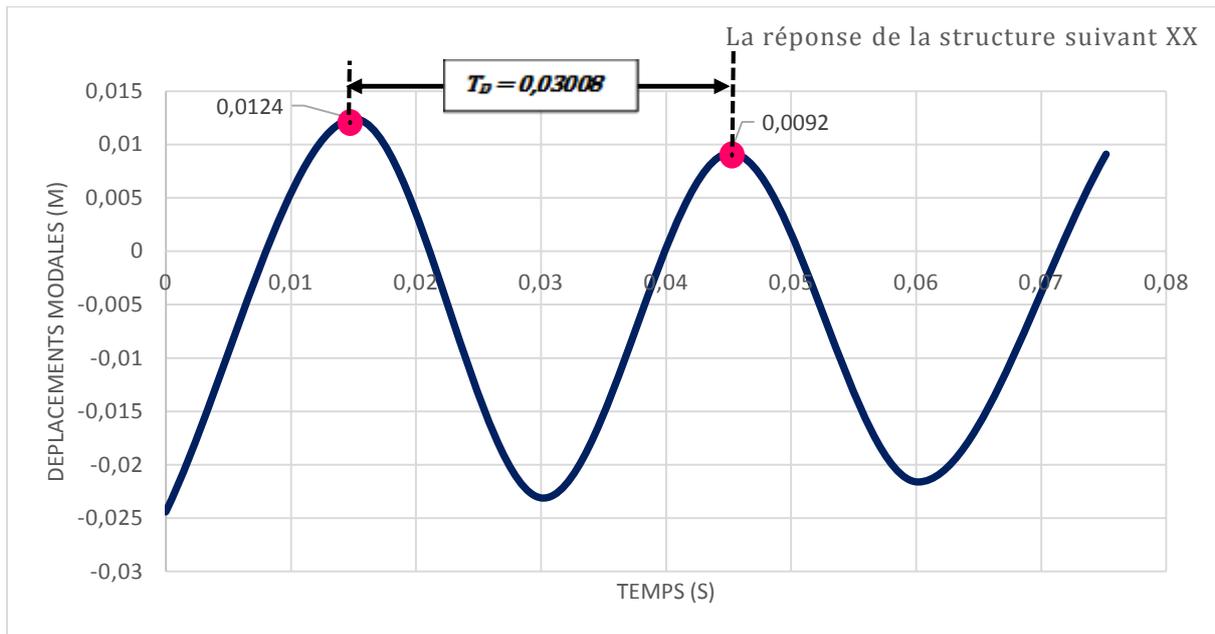


Figure III.10 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 2.

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = \ln \frac{0,0124}{0,0092} = 0,29$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,29}{2\pi} = 0,047$$

D'où ; \longrightarrow

$$\xi_{xx} = 5\%$$

- *suivant yy :*

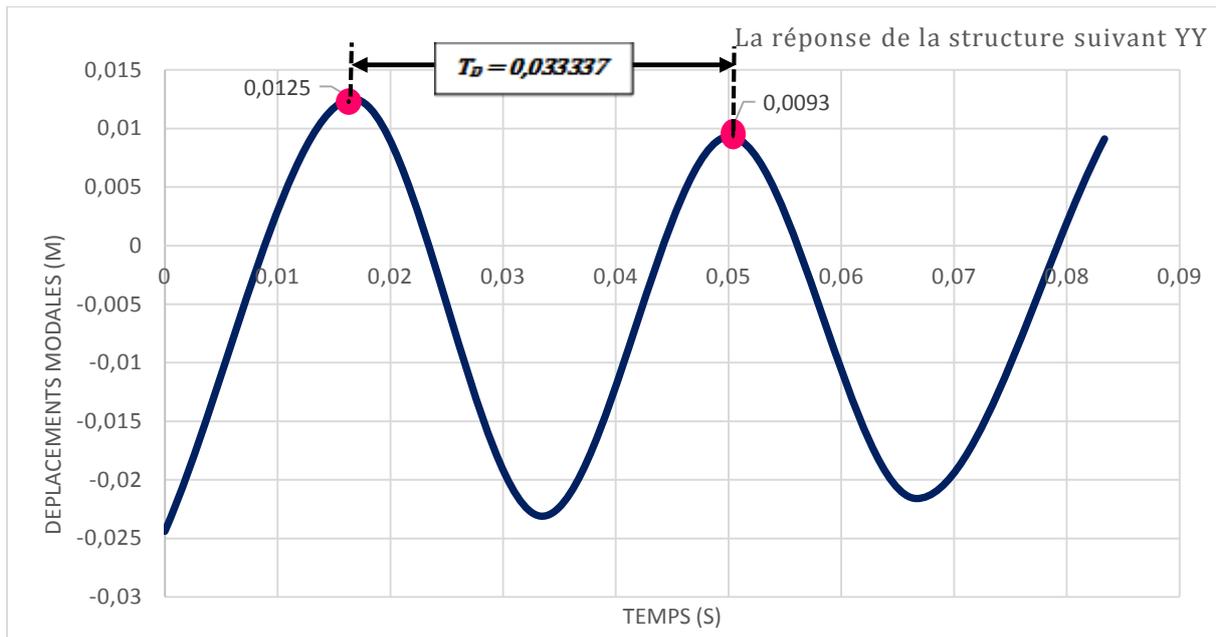


Figure III.11 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens yy de la variante 2.

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = \ln \frac{0,0284}{0,0207} = 0,32$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,32}{2\pi} = 0,05$$

D'où ;



$$\xi_{yy} = 5\%$$

Donc ;

$$\xi_{xx} = \xi_{yy}$$

III.4.3/ Les résultats obtenue pour la variante 3 :

✓ Suivant xx :

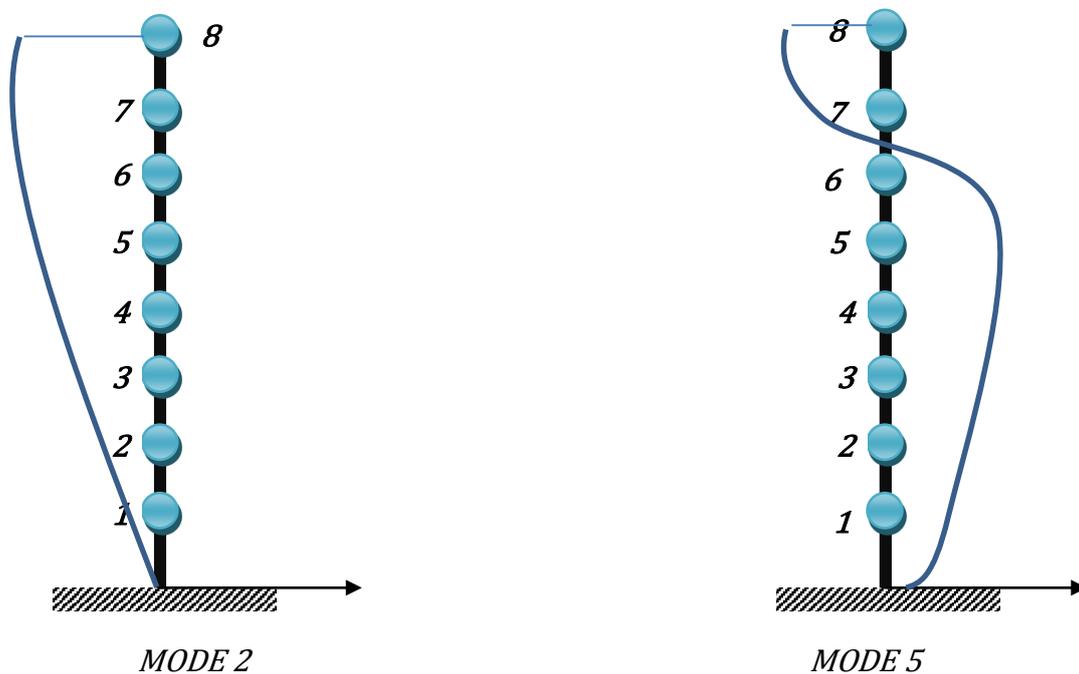


Figure III.12 : Les déplacements suivant xx de la variante 3.

✓ Suivant yy :

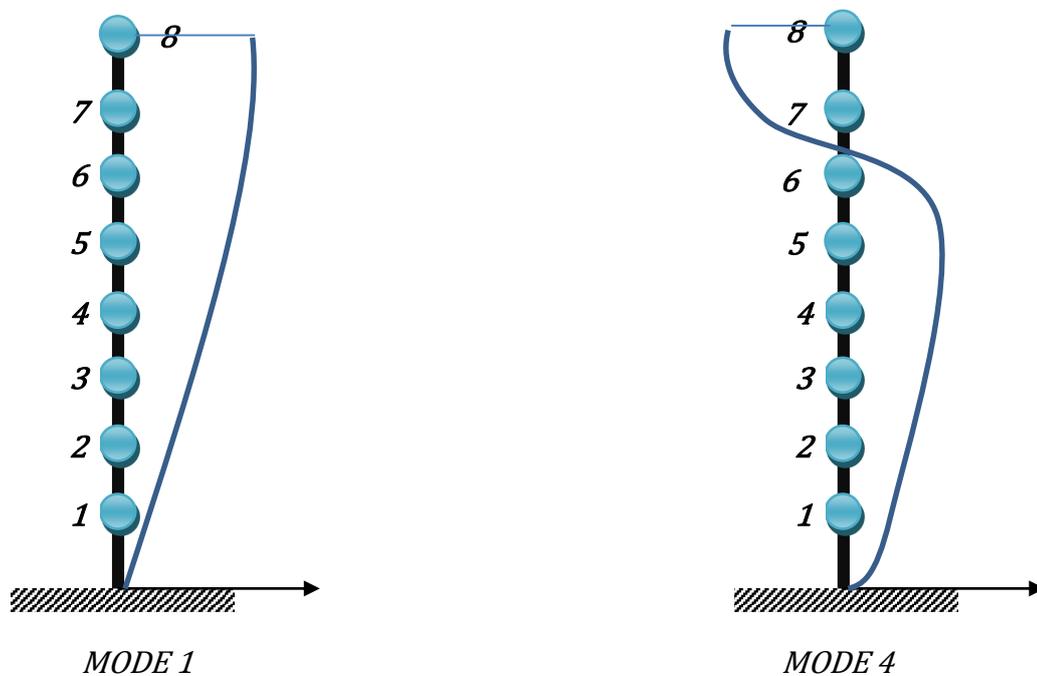


Figure III.13 : Les déplacements suivant yy de la variante 3.

• Le tableau des déplacements :

Story	Diaphragme	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY1	D1	1	0	0,0012	0	0	0	0
STORY2	D2	1	0	0,0039	0	0	0	0
STORY3	D3	1	0	0,0075	0	0	0	0
STORY4	D4	1	0	0,0118	0	0	0	0
STORY5	D5	1	0	0,0162	0	0	0	0
STORY6	D6	1	0	0,0205	0	0	0	0
STORY7	D7	1	0	0,0247	0	0	0	0
STORY8	D8	1	0	0,0286	0	0	0	0
STORY1	D1	2	-0,0012	0	0	0	0	0
STORY2	D2	2	-0,0039	0	0	0	0	0
STORY3	D3	2	-0,0076	0	0	0	0	0
STORY4	D4	2	-0,0118	0	0	0	0	0
STORY5	D5	2	-0,0162	0	0	0	0	0
STORY6	D6	2	-0,0206	0	0	0	0	0
STORY7	D7	2	-0,0247	0	0	0	0	0
STORY8	D8	2	-0,0286	0	0	0	0	0
STORY1	D1	3	0	0	0	0	0	-0,00012
STORY2	D2	3	0	0	0	0	0	-0,0004
STORY3	D3	3	0	0	0	0	0	-0,00081
STORY4	D4	3	0	0	0	0	0	-0,00128
STORY5	D5	3	0	0	0	0	0	-0,00179
STORY6	D6	3	0	0	0	0	0	-0,00232
STORY7	D7	3	0	0	0	0	0	-0,00283
STORY8	D8	3	0	0	0	0	0	-0,00333
STORY1	D1	4	0	0,0053	0	0	0	0
STORY2	D2	4	0	0,0142	0	0	0	0
STORY3	D3	4	0	0,0213	0	0	0	0
STORY4	D4	4	0	0,023	0	0	0	0
STORY5	D5	4	0	0,0178	0	0	0	0
STORY6	D6	4	0	0,0062	0	0	0	0
STORY7	D7	4	0	-0,0092	0	0	0	0
STORY8	D8	4	0	-0,0256	0	0	0	0
STORY1	D1	5	0,0053	0	0	0	0	0
STORY2	D2	5	0,0142	0	0	0	0	0
STORY3	D3	5	0,0214	0	0	0	0	0
STORY4	D4	5	0,023	0	0	0	0	0
STORY5	D5	5	0,0177	0	0	0	0	0
STORY6	D6	5	0,0062	0	0	0	0	0
STORY7	D7	5	-0,0093	0	0	0	0	0
STORY8	D8	5	-0,0256	0	0	0	0	0
STORY1	D1	6	0	0	0	0	0	0,00059

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	6	0	0	0	0	0	0,00159
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	6	0	0	0	0	0	0,00241
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	6	0	0	0	0	0	0,00263
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	6	0	0	0	0	0	0,00207
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	6	0	0	0	0	0	0,00077
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	6	0	0	0	0	0	-0,00099
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	6	0	0	0	0	0	-0,00291
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	7	0	-0,0124	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	7	0	-0,024	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	7	0	-0,02	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	7	0	-0,0017	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	7	0	0,0169	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	7	0	0,0206	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	7	0	0,0051	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	7	0	-0,0206	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	8	0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	8	0,024	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	8	0,02	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	8	0,0016	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	8	-0,017	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	8	-0,0206	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	8	-0,0051	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	8	0,0206	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	9	0	0	0	0	0	0,00141
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	9	0	0	0	0	0	0,00272
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	9	0	0	0	0	0	0,00229
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	9	0	0	0	0	0	0,00023
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00189
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00233
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	9	0	0	0	0	0	-0,00059
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	9	0	0	0	0	0	0,00235
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	10	0	-0,0196	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	10	0	-0,0215	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	10	0	0,0045	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	10	0	0,0229	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	10	0	0,0078	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	10	0	-0,0181	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	10	0	-0,0155	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	10	0	0,0162	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	11	-0,0195	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	11	-0,0215	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	11	0,0045	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	11	0,0229	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	11	0,0078	0	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	11	-0,0181	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	11	-0,0155	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	11	0,0162	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	12	0	0,0241	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	12	0	0,0063	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	12	0	-0,0226	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	12	0	-0,0013	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	12	0	0,0232	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	12	0	-0,0025	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	12	0	-0,0211	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	12	0	0,0124	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	13	0,0241	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	13	0,0064	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	13	-0,0226	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	13	-0,0014	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	13	0,0232	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	13	-0,0025	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	13	-0,0211	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	13	0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	14	0	0	0	0	0	0,00223
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	14	0	0	0	0	0	0,00244
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	14	0	0	0	0	0	-0,00051
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	14	0	0	0	0	0	-0,0026
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	14	0	0	0	0	0	-0,00089
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	14	0	0	0	0	0	0,00204
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	14	0	0	0	0	0	0,00175
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	14	0	0	0	0	0	-0,00186
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	15	0	0,0244	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	15	0	-0,0125	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	15	0	-0,0113	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	15	0	0,0231	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	15	0	-0,0092	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	15	0	-0,0151	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	15	0	0,0216	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	15	0	-0,009	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	16	-0,0244	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	16	0,0124	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	16	0,0114	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	16	-0,0231	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	16	0,0092	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	16	0,0151	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	16	-0,0216	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	16	0,009	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	17	0	0,0199	0	0	0	0

Chapitre III : Evaluation du facteur d'amortissement par l'étude du décrétement logarithmique.

<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	17	0	-0,0226	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	17	0	0,0148	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	17	0	0,001	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	17	0	-0,0162	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	17	0	0,0232	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	17	0	-0,0174	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	17	0	0,0059	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	18	0,02	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	18	-0,0226	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	18	0,0147	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	18	0,0011	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	18	-0,0163	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	18	0,0232	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	18	-0,0174	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	18	0,0059	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	19	0	0	0	0	0	0,00274
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	19	0	0	0	0	0	0,0007
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00256
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00014
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	19	0	0	0	0	0	0,00263
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00028
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	19	0	0	0	0	0	-0,00237
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	19	0	0	0	0	0	0,00144
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	20	0	0,0113	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	20	0	-0,0174	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	20	0	0,0217	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	20	0	-0,023	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	20	0	0,0213	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	20	0	-0,0167	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	20	0	0,0096	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	20	0	-0,0029	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	21	-0,0114	0	0	0	0	0
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	21	0,0174	0	0	0	0	0
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	21	-0,0217	0	0	0	0	0
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	21	0,023	0	0	0	0	0
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	21	-0,0212	0	0	0	0	0
<i>STORY6</i>	<i>D6</i>	21	0,0167	0	0	0	0	0
<i>STORY7</i>	<i>D7</i>	21	-0,0096	0	0	0	0	0
<i>STORY8</i>	<i>D8</i>	21	0,0029	0	0	0	0	0
<i>STORY1</i>	<i>D1</i>	22	0	0	0	0	0	0,00276
<i>STORY2</i>	<i>D2</i>	22	0	0	0	0	0	-0,00143
<i>STORY3</i>	<i>D3</i>	22	0	0	0	0	0	-0,00126
<i>STORY4</i>	<i>D4</i>	22	0	0	0	0	0	0,00261
<i>STORY5</i>	<i>D5</i>	22	0	0	0	0	0	-0,00106

STORY6	D6	22	0	0	0	0	0	-0,0017
STORY7	D7	22	0	0	0	0	0	0,00244
STORY8	D8	22	0	0	0	0	0	-0,00105
STORY1	D1	23	0	0	0	0	0	0,00224
STORY2	D2	23	0	0	0	0	0	-0,00257
STORY3	D3	23	0	0	0	0	0	0,0017
STORY4	D4	23	0	0	0	0	0	0,00009
STORY5	D5	23	0	0	0	0	0	-0,00183
STORY6	D6	23	0	0	0	0	0	0,00263
STORY7	D7	23	0	0	0	0	0	-0,00197
STORY8	D8	23	0	0	0	0	0	0,00068
STORY1	D1	24	0	0	0	0	0	-0,00126
STORY2	D2	24	0	0	0	0	0	0,00196
STORY3	D3	24	0	0	0	0	0	-0,00246
STORY4	D4	24	0	0	0	0	0	0,00261
STORY5	D5	24	0	0	0	0	0	-0,00242
STORY6	D6	24	0	0	0	0	0	0,0019
STORY7	D7	24	0	0	0	0	0	-0,00109
STORY8	D8	24	0	0	0	0	0	0,00034

Tableau III.5 : Représentation des résultats de la variante 3. [3]

- **Le tracé de la réponse en format ADRS :**

Période	xx(16)	Période	yy(15)
0	-0,0244	0	0,0244
0,015039	0,0124	0,0193285	-0,0125
0,030078	-0,0231	0,038657	0,0231
0,045117	0,0092	0,0579855	-0,0092
0,060156	-0,0216	0,077314	0,0216
0,075195	0,009	0,0966425	-0,009

Tableau III.6 : Les résultats des modes suivant les deux sens de la variante 3.

- *suivant xx :*

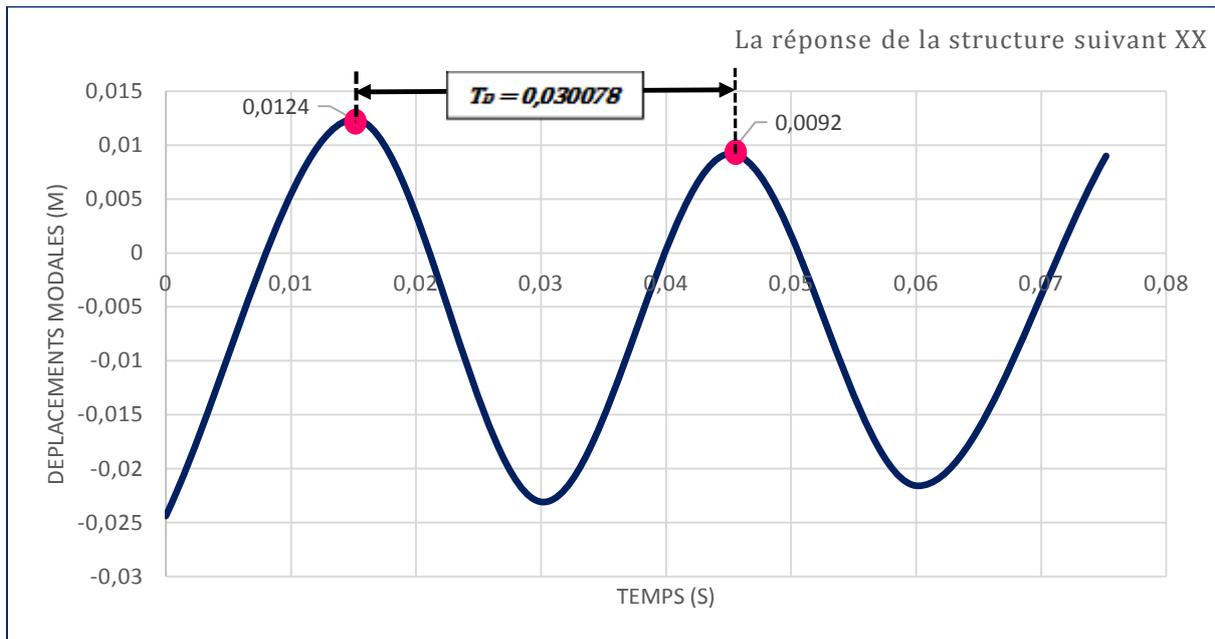


Figure III.14 : La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens xx de la variante 3.

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = \ln \frac{0,0124}{0,0092} = 0,29$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,29}{2\pi} = 0,047$$

D'où ; \longrightarrow

$$\boxed{\xi_{xx} = 5\%}$$

- *suivant yy :*

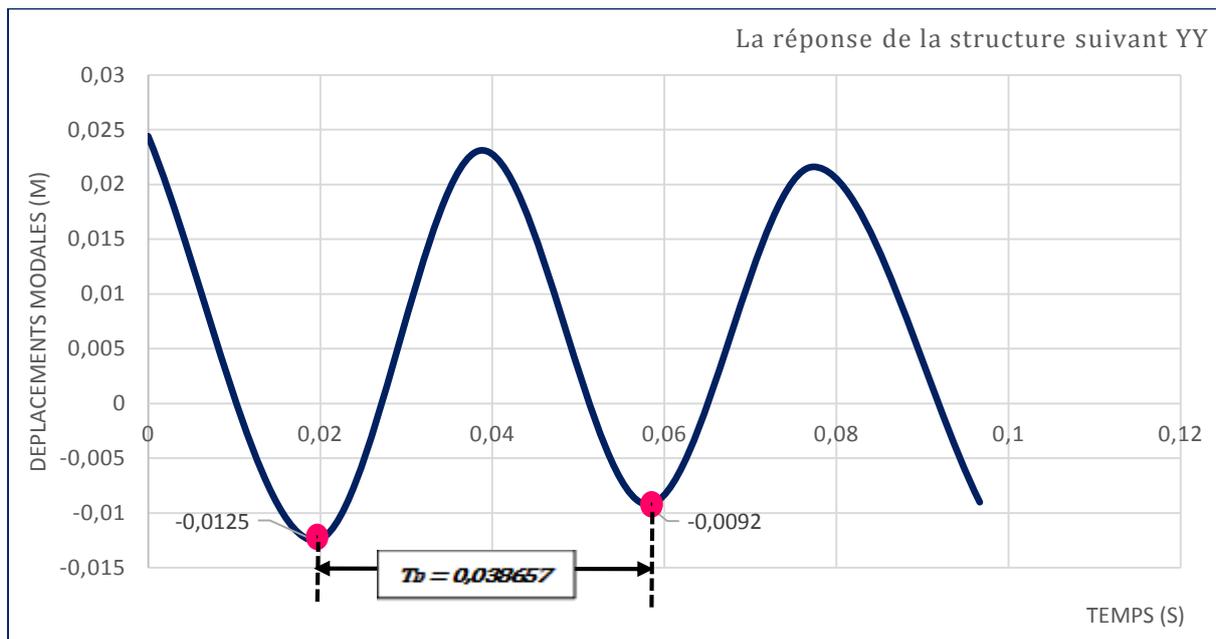


Figure III.15 La réponse de la structure des périodes en fonction des déplacements modales dans le sens de la variante 3.

$$\delta = \ln \frac{V_n}{V_{n+1}} = \ln \frac{0,0125}{0,0092} = 0,29$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,29}{2\pi} = 0,047$$

D'où ;



$$\xi_{yy} = 5\%$$

Donc ; $\xi_{xx} = \xi_{yy}$

Conclusion :

Les résultats obtenues des trois variantes étudiées nous a permis de conclure :

1. Que le coefficient d'amortissement pour des structures mixtes est $\xi=5\%$ au lieu de 10%.
2. Le faite d'injecter des voiles sur des portiques en auto-stable n'ont aucune influence sur cet amortissement.

Chapitre IV :

Etude comparative

IV.1/ Introduction :

Ce chapitre est mené dans le but d'examiner l'évolution de certains paramètres à savoir le coefficient d'amortissement « ξ », les déplacements et les efforts tranchants en fonction des différentes structures sans voiles et avec voiles.

Pour cela on aura besoin d'étudier des structures en R+3 dans deux zones différentes en respectant la hauteur limité.

IV.2/ Caractéristiques géométriques des structures :

IV.2.1/ Structure sans voiles : (portique en auto-stable)

La structure étudiée est à usage d'habitation dont la hauteur d'étage est de 3,06m les dimensions en plan sont de (21m x 16,5m). (Figure IV.1)

La structure est constituée de portiques auto stables en béton arme avec des remplissages en maçonnerie implantée sur un sol classé selon le RPA en site S3 (sol ferme), situé dans une zone de sismicité (zone II) et de groupe d'usage selon le RPA2003 est de classe IA, ce qui nous permet de fixer l'accélération de la zone à 0,25g.

Les dalles planes ont une épaisseur de 10cm, et les planchers ont une épaisseur de 20cm (corps creux+dalle de compression).

Les charges considérées sont les charges dues au poids propre du plancher et à la surcharge d'exploitation :

$$\text{-Etage courant } \begin{cases} G = 4,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \text{ Terrasse inaccessible } \begin{cases} G = 4,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{-Dalle plane } \begin{cases} G = 3,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

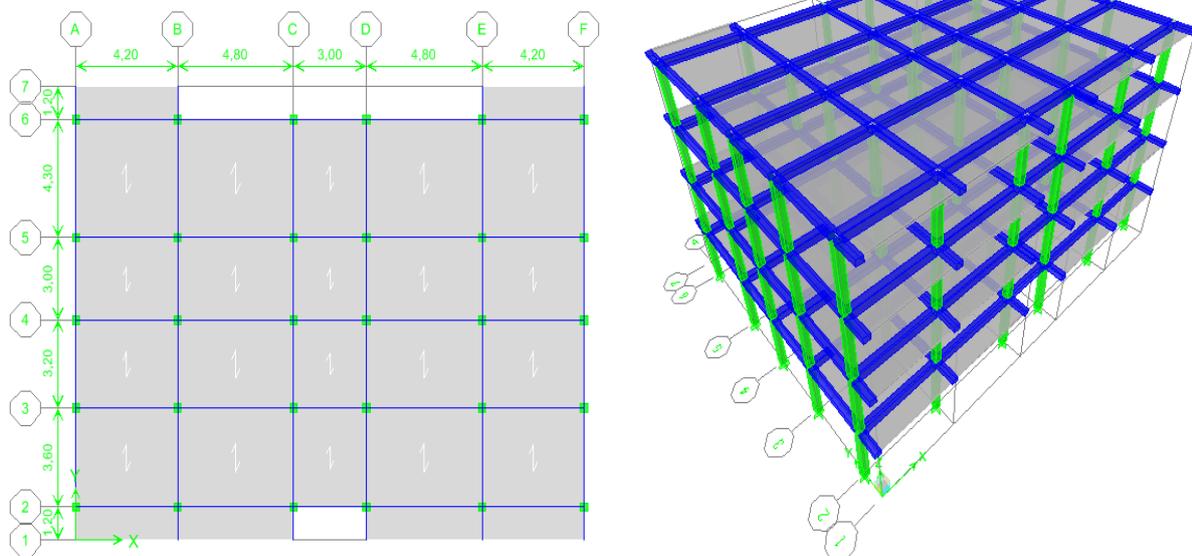


Figure IV.1 :Géométrie en plan et en élévation de la structure en portique. [3]

IV.2.2/ Structure avec voiles : (structure mixte)

Les mêmes caractéristiques géométriques que le portique en auto-stable sauf pour cette structure on a injecté des voiles d'épaisseur de 20cm dans une zone à forte sismicité (*zone III*) ce qui nous donne une accélération de 0,35g. (Figure IV.2)

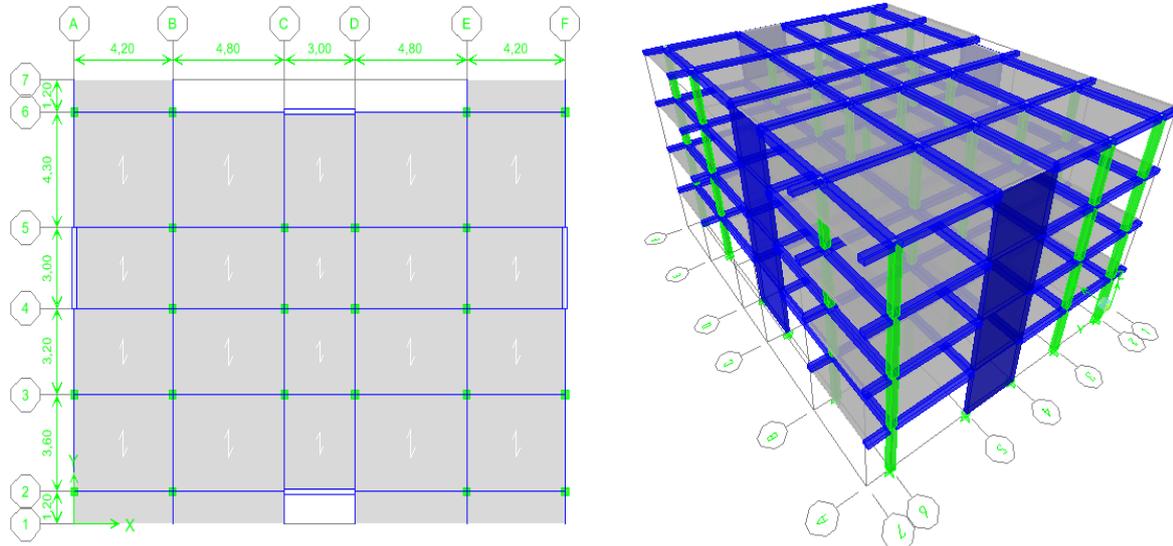


Figure IV.2 :Géométrie en plan et en élévation de la structure mixte. [3]

IV.3./ Estimation des périodes et déplacements modales :

<i>Structures</i>	<i>Modes</i>	<i>Périodes</i>	<i>Déplacements</i>
<i>Portique en auto-stable</i>	<i>Mode 1</i>	<i>0,96464</i>	<i>83,6739</i>
	<i>Mode 2</i>	<i>0,816935</i>	<i>0,4114</i>
<i>Mixte</i>	<i>Mode 1</i>	<i>0,475322</i>	<i>71,7519</i>
	<i>Mode 2</i>	<i>0,431670</i>	<i>72,5972</i>

Tableau IV.1 : Périodes et déplacements modales. [3]

Commentaire :

En analysant les résultats du tableau précédent, on remarque que le temps d'oscillation des modes pour les structure mixte est une période tré courte par rapport à la structure en portisue auto-stable. Et que les déplacement sont aussi moins importatnt pour la structure mixte.

IV. 4/ Etude comparative des résultats :

Deux analyse a effectuée, l'une avec la structure à coefficient d'amortissement de 5% et l'autre avec 10%. Pour chaque critère de comparaison, on procédera a une analyse comparative des résultats.

Les résultats obtenus après une analyse élastique linéaire avec ETABS 9.6 suivant la charge sismique dans les deux sens X et Y pour les déplacements max au dernier niveau des deux structures sont montrés dans la *figure IV.3* :

IV.4.1/ Déplacement max des structures :

Coefficient d'amortissement ξ	Déplacement max (m)	
	<i>Ex</i>	<i>Ey</i>
5%	0,0139	0,0168
10%	0,0106	0,0129

Tableau IV.2 : Résultats des déplacements max. [3]

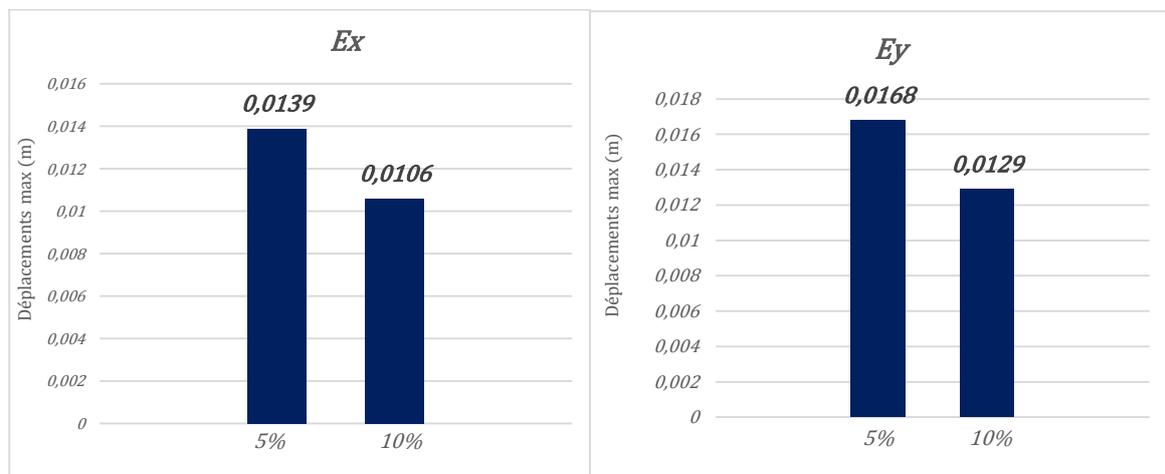


Figure IV.3 : Déplacements max des deux structures selon les deux sens.

- **Analyse des résultats :**

En analysant les résultats, nous remarquons que le déplacement de la structure calculée avec un coefficient d'amortissement $\xi=5\%$ est plus important de 25% par rapport à celui de la structure calculée avec un coefficient d'amortissement $\xi =10\%$.

Sens x-x

$$\varepsilon_x = \frac{0,0139 - 0,0106}{0,0139} = 0,24 = 24\%$$

Sens y-y

$$\varepsilon_y = \frac{0,0168 - 0,0129}{0,0168} = 0,23 = 23\%$$

IV.4.2/ Evaluation de l'effort tranchant à la base des structures :

Nous avons aussi évalué l'effort tranchant à la base pour deux structures l'une calculée avec un $\xi=5\%$ et l'autre avec un $\xi=10\%$ (voir tableau IV.2)

Coefficient d'amortissement ξ	Effort tranchant (KN)	
	E_x	E_y
5%	1965,80	1952,91
10%	1554,10	1544,83

Tableau IV.2 : Résultats de l'effort tranchant à la base. [3]

• **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus, nous constatons que l'effort tranchant à la base de la structure à coefficient d'amortissement $\xi =5\%$ est plus important par rapport à la structure calculée à coefficient d'amortissement $\xi =10\%$ de 21%.

Sens x-x

$$\varepsilon_x = \frac{1965,80 - 1554,10}{1965,80} = 0,209 = 21\%$$

Sens y-y

$$\varepsilon_y = \frac{1952,91 - 1544,83}{1952,91} = 0,208 = 21\%$$

Conclusion :

D'après nos résultats ; nous pouvons conclure que :

1. Prendre pour les structures mixtes un coefficient d'amortissement $\xi=10\%$ est finalement une surestimation de l'amortissement et rigidifie la structure d'au moins 25%. En effet Les déplacements avec $\xi = 10\%$ sont plus petits de 25% que ceux calculés avec le coefficient d'amortissement $\xi=5\%$, ce qui pousse la structure à moins osciller.
2. Quand aux efforts tranchants à la base, ils sont pour les structures calculées avec $\xi=5\%$ plus grands de 21% que ceux calculés avec le coefficient d'amortissement $\xi= 10\%$.
3. Nous recommandons aux ingénieurs de Génie Civil qui calculent les structures mixtes de prendre toujours $\xi=5\%$ lors de leurs investigations.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

Le but de ce projet est de proposer aux concepteurs un coefficient d'amortissement « ξ » le plus fiable possible pour les structures mixtes (portiques+voiles). Afin d'arriver à cet objectif, l'étude la plus appropriée est le calcul du décrétement logarithmique « δ » qui consiste en l'étude de 2 pics successifs de même signes de la réponse de la structure en ne tant compte de ses capacités physiques et mécaniques. Afin de voir c'est la disposition des voiles n'a pas d'incidence sur ce coefficient d'amortissement « ξ », plusieurs variantes symétriques de disposition des voiles sont étudiées.

Au jour d'aujourd'hui, les ingénieurs ont tendance à prendre pour les calculs des structures mixtes en béton armée le coefficient d'amortissement $\xi=10\%$ en assimilant souvent le comportement de ces structures) celles en voiles ; chose qui nous paraît anormale.

Pour élucider ce problème, une évaluation de ce coefficient d'amortissement par le décrétement logarithmique nous paraît la plus indiquée. Pour cela, nous aurons besoin de deux pics positifs successifs de la réponse en oscillations libres non amorties de la structure contreventée par des portiques et des voiles.

Pour la modélisation, nous avons besoin d'une analyse élastique de la structure en utilisant le logiciel « *ETABS ver 9.6* » et de ne prendre en considération que les modes après une oscillation complète de la structure (soit une période dans les deux sens). Et à cet effet, l'analyse portera sur la réponse en oscillations en prenant des pics maximum et minimum de la courbe.

Cette étude a été menée en effectuant des analyses statiques linéaires appliquées sur trois variantes de structures ayant les mêmes caractéristiques mécaniques et géométriques avec des dispositions des voiles différentes.

Pour validé notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application trois structures régulière qui sont été proposé et étudié par Mr Belkheir [4], de dimension (20m×20m), de hauteur (R+7) soit 8 niveaux selon trois dispositions des voiles différentes. Les déplacements modaux max de la structure sont obtenus des résultats de l'analyse linéaire effectuée par le logiciel ETABS et le coefficient d'amortissement « ξ » est calculé par la suite.

L'analyse comparative des différents résultats obtenus sur les structures étudiées nous a permis de faire ressortir les conclusions suivantes :

- Le coefficient d'amortissement ξ est finalement de l'ordre de 5% et non de 10%
- La disposition des voiles n'a aucune influence sur ce coefficient d'amortissement.

Ensuite, nous avons procédé à une étude comparative qui consiste à faire une comparaison des déplacements max au dernier niveau et des efforts tranchants à la base entre deux structures implantées dans deux zones différentes en tenant compte de la hauteur de chaque zone.

En effet, nous avons opté pour une structure en (R+3) soit de quatre niveaux implantée dans une zone à moyen sismicité (zone II_a) qui est une structure en portique auto-stable et l'autre dans une zone à forte sismicité (zone III) qui est une structure mixte (portiques et voiles) à cause de la hauteur dépassant la hauteur limite de la zone fixée par le RPA. Cette étude comparative portant sur les trois structures est effectuée dans le but d'imposer un facteur d'amortissement pour les calculs d'un ingénieur pour des structures mixtes.

En analysant les résultats, on constate que ce soit en termes de déplacements ou bien de période de translation ou de l'effort tranchant les structures mixtes sont plus rigides, oscillent moins avec un temps plus court par rapport aux structures en portiques auto-stables.

En faisant varier le coefficient d'amortissement « ξ » pour une structure avec un $\xi=5\%$ et une autre avec un $\xi=10\%$ pour une structure mixte, on conclut que prendre $\xi=10\%$ est une surestimation de l'amortissement et rigidifie la structure d'au moins 25%, et que prendre $\xi=5\%$ pour la structure, celle-ci oscille moins.

Enfin, à la lumière des résultats obtenue au cours de cette étude, nous recommandons aux ingénieurs de Génie Civil toujours de prendre un coefficient d'amortissement $\xi=5\%$ pour des structures mixtes au lieu de 10%.

Références

Bibliographiques

- [1] : R.W.Clough et J.Penzien « livre de dynamique des structures-tome1-»
« Le coefficient d'amortissement ».
- [2] : Les cours de DDS de M^r Bouarour Boudjemaa
- [3] : ETABS version 9.6: automated laterale leads Manuels, computers and structures, university of Berkeley.
- [4] : Règlement Parasismique Algérien RPA99/ version 2003
- [5] : La thèse de M^r Belkheir Aghiles.
- [6] : Règlement Parasismique Algérien RPA99/ version 2003
« Classification des systèmes de contreventement »
- [7] : Ecoles national des travaux publiques
- [8] : Cours de M^r HAMIZI « définition du coefficient d'amortissement ».
- [9] : A.Bougharba « les séismes en Algérie du nord »
CRAAG. Algérie.
- [10] : D^r Chabou Moulley Charaf-un géo scientifique : science de la terre et l'univers-
« Les tremblements de terre »
- [11] : Belkheir Aghiles, 2012, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes, thèse de Magister.
- [12] : Formation de l'association Française de génie parasismique (AFPS), rapport préliminaire de la mission AFPS « le séisme du 21 Mai 2003 ».
- [13] : Victor Davidovici, analyse du séisme de Boumerdes et des règles parasismique Algérien, Juin 2003.
- [14] : RPA88
- [15] : RPA99

[16] : Mohamed Bellazougui, directeur de du centre de recherche appliquée en génie parasismique.

[17] : EUROCODE – A propos des EUROCODES-

[18] : université d'EL-MOHAMADIA – Maroc – « les systèmes de contreventement

[19] : EUROCODE 8 –Partie 3- Annexe B « Méthode de détermination de l'amortissement »

[20] : Analyse du séisme de Boumerdes Juin 2003 et règles parasismique Algérien.

[21] : Conception des contreventements des structures en béton armé.

[22] : Alain Pecker-2006-Ecole Nationale des ponts et chaussées- « Dynamique des structures »