

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Magister

Spécialité : Génie Civil

Option : Modélisation et Calcul Non Linéaire

Thème :

**Analyse numérique d'une structure auto stable
et d'une structure mixte (portiques + voiles)**

Présenté par :

M^{elle}. KACIMI Nacéra

Devant le jury suivant :

Mr. DAHMANI Lahlou

Professeur U.M.M.T.O.

Président

Mr. DERRADJ Mohamed

Maitre de conférences A- U.M.M.T.O.

Rapporteur

Mr. MEHADDENE Rachid

Maitre de conférences A- U.M.M.T.O.

Examineur

Mr. OULD OUALI Mohand

Maitre de conférences A- U.M.M.T.O.

Examineur

Soutenu le 09/10/ 2013

Remerciement

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements à mon promoteur **Mr. DERRADJ Mohamed**, Maitre de conférences A au département de Génie Civil, Faculté de Génie de construction, U.M.M.T.O, pour le sujet qu'il m'a proposé et dirigé ainsi que pour sa disponibilité et pour tous les moyens mis à ma disposition pour l'élaboration de ce mémoire.

Je tien aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Je voudrai également adresser mes sincères remerciements à **Mr BELDI Mustapha** étudiant en magister au département de génie mécanique, faculté génie de construction, U.M.M.T.O, pour son aide, soutien et ses conseils.

Je remercie aussi **Mr MAHTOUT** et Melle **IGUETOULENE Fatiha**, doctorants laboratoire LAMOMS au département de génie civil, faculté génie de construction, U.M.M.T.O, pour leurs conseils et leurs précieuses orientations.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Résumé

Durant ces dernières décennies, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

Ces dégâts ont été causés par la construction (calcul et conception), pour remédier beaucoup de recherches ont été faites pour réduire le risque sismique, c.-à-d. comprendre l'effet sismique sur la structure, et son comportement. Pour améliorer le comportement sismique de la structure, la solution la plus réponde est d'augmenter la rigidité de la structure avec l'ajout de voiles en béton armé.

Le travail présenté dans cette étude, traite la question de l'influence de l'ajout et l'augmentation de la dimension des voiles en plan dans la structure en béton armé, ceci en comparant trois types de structures (structure poteau-poutre, structure mixte avec des voile de 2 m dans les deux sens et structure mixte avec des voiles de 5 m dans le sens longitudinal et de 4 m dans le sens transversal), on compare les efforts internes dans les éléments structuraux (les poutres et les poteaux), les déplacements, les contraintes dans les voiles et le comportement dynamique de la structure.

La modélisation des structures est faite avec le logiciel SAP2000.

Mots clés: Eléments finis, théorie d'élasticité, béton armé.

Abstract

In recent decades, several earthquakes of varying intensity have hit many countries and cause considerable loss of life and significant material damages.

Theses damages were caused by the construction (calculation and design), to remedy a lot of research works were been done to reduce the seismic risk, ie understand seismic effect on the structure and its behavior. To improve the seismic behavior of the structure, the most responded solution is to increase the rigidity of the structure with the addition of reinforced concrete walls.

The work presented in this study, treat the question of the influence of the addition and the increase in the dimension of the concrete walls in structure, thus, by comparing three types of structures (beam-Column structure, mixed structure with concrete walls of 2 m in two directions and mixed structure with concrete walls of 5 m in the longitudinal and 4 m in the transverse direction), we compare the internal forces in structural elements (beams and columns), displacements , stresses in the concrete walls ,and the dynamic behavior of the structure.

The modeling of structures is done with SAP2000 software.

Keywords: Finite element, theory of elasticity, reinforced concrete.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 1: Notions générales sur les structures en béton armé

1.1. Différents type de structures en béton armé.....	3
1.1.1. Structure en portique (poteau-poutre).....	3
1.1.2. Structure mixte (portique + voile).....	3
1.1.3. Voiles en béton armé	4
1.2. Le séisme et les bâtiments.....	5
1.3. Réponse des bâtiments aux séismes.....	5
1.3.1. Déformation d'un bâtiment soumis à des secousses sismiques.....	7
1.3.1.1. Déformabilité des éléments de la construction.....	7
1.3.1.2. Forces d'inertie	7
1.3.2. Modes de déformation d'un bâtiment.....	7
1.4. Principes de conception parasismique des bâtiments.....	8
1.4.1. Symétrie et régularité.....	8
1.4.2. Distance entre les éléments de contreventement	12
1.4.3. La torsion d'ensemble.....	13
1.4.4. Le contreventement décalé.....	14
1.4.5. Sauts de rigidité et de résistance	15
1.4.6. Rez-de-chaussée flexibles	15
1.4.7. Étages flexibles	18
1.4.8. Diaphragmes	19
1.4.9. Largeur des contreventements	20
1.4.10. Largeur des fondations.....	20
1.4.11. Ordre d'apparition des rotules plastiques	20

Chapitre 2: Présentation des structures étudiées

2.1.	Présentation et caractéristiques des structures	22
2.1.1.	Présentation des structures	22
2.1.2.	Caractéristiques géométriques	22
2.1.3.	Caractéristiques mécaniques du béton	24
a)	Résistance caractéristique du béton à la compression	24
b)	Module d'élasticité	24
c)	Notion des états limites.....	25
2.2.	Dimensionnement de la structure.....	27
2.2.1.	Planchers	27
2.2.2.	Poutres.....	27
2.2.3.	Poteaux.....	27
2.2.4.	Voiles	28
2.3.	Charges appliquées.....	28
2.3.1.	Charges gravitaires.....	28
2.3.2.	Surcharges sismiques	28

Chapitre 3: Introduction à la méthode des éléments finis et la théorie d'élasticité

3.1.	Introduction à la méthode des éléments finis	32
3.1.1.	Introduction.....	32
3.1.2.	Définition de La méthode des éléments finis.....	32
3.1.3.	Étapes logiques du calcul par éléments finis	33
3.2.	Introduction à la théorie d'élasticité.....	33
3.2.1.	Introduction	33
3.2.2.	Définition du vecteur de contrainte.....	34
3.2.2.1.	Etat de contrainte tridimensionnelle	35
3.2.2.2.	Tenseur des contraintes	36
3.2.2.3.	Contraintes principales et directions principales des contraintes	37
3.2.3.	Etat déformations	38
3.2.3.1.	Vecteurs déplacements	38
3.2.3.2.	Tenseur de déformation	41
3.2.3.3.	Déformations principales.....	43
3.3.	Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP2000.....	44

Chapitre 4: Présentation et analyse des résultats

4.1. Analyse des résultats des efforts internes dans les poutres	45
4.1.1. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre principale intermédiaire (portique 1-1).....	46
4.1.2. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre secondaire (portique A-A)	49
4.1.3. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre principale de rive (portique 1-1).....	52
4.2. Analyse des résultats des efforts internes dans le poteau.....	54
4.3. Analyse des déplacements.....	61
4.4. Analyse des résultats de comportement dynamique	63
4.5. Résultats des contraintes dans les voiles	66
4.5.1. Représentation graphique des contraintes.....	67
4.5.2. Comparaison des valeurs des contraintes maximales	69
4.6. Vérification des conditions d’RPA.....	71
4.6.1. Vérification de l’effort tranchant à la base (Article 4.6.3 RPA99/2003).....	71
4.6.2. Justification vis à vis de l’effet $P-\Delta$ (Article 5.9 RPA99/2003).....	73
4.6.3. Vérification de la condition sur la période (Article 4.2.4 d’RPA).....	75

Chapitre 5: Modélisation du voile avec CASTEM 2000 et SAP 2000

5.1. Introduction	76
5.2. Modélisation avec le logiciel CASTEM2000	76
5.2.1. Définition de CASTEM2000	76
5.2.2. Système d’unité.....	76
5.2.3. Procédure de résolution d’un problème avec CASTEM.....	77
5.3. Modélisation avec le logiciel SAP2000	84
5.3.1. Procédure de résolution d’un problème avec SAP	84
5.3.2. Résultats du SAP2000.....	85
5.4. Conclusion.....	87
Conclusion générale	88

Liste de figures

Chapitre 1: Notions générales sur les structures en béton armé

Figure 1.1 : Éclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.....	3
Figure 1.2 : Comportement de deux immeubles voisins face aux secousses sismiques.....	4
Figure 1.3 : Réponse des bâtiments au séisme.....	6
Figure 1.4: Modes de déformation d'un bâtiment.	7
Figure 1.5: Torsion d'un bâtiment irrégulier (modes propres d'un bâtiment en L).....	8
Figure 1.6: Sous-structuration par joints.....	9
Figure 1.7. Joint parasismique insuffisant	10
Figure 1.8: Forme et contreventement symétriques, charges dissymétriques	10
Figure 1.9: Effet de coup de fouet	11
Figure 1.10: Retraits et porte-à-faux. Exemples de règles de limitations des irrégularités.	12
Figure 1.11: Distance entre les éléments de contreventement.....	12
Figure 1.12 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.....	13
Figure 1.13: Le contreventement décalé.....	14
Figure 1.14: Sauts de rigidité et de résistance.....	15
Figure 1.15: Rez-de-chaussée flexibles.	16
Figure 1.16: Destruction du RDC	17
Figure 1.17: Étages flexibles.....	18
Figure 1.18 : Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux.....	19
Figure 1.19 : Effet de largeur des contreventements	20
Figure 1.20: Apparition des rotules plastiques	21

Chapitre 2: Présentation des structures étudiées

Figure 2.1 : Vue en plan de la variante 1.	22
Figure 2.2 : Vue en plan de la variante 2.	23
Figure 2.3 : Vue en plan de la variante 3.	23
Figure 2.4 : Vue en élévation.....	24
Figure 2.5 : Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELU de résistance.	26
Figure 2.6 : Contrainte-déformation du béton à l'ELS de résistance.	26
Figure 2.7 : Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des trois structures.....	28
Figure 2.8 : Spectre de réponse de calcul « structure auto stable ».	30

Chapitre 3: Introduction à la méthode des éléments finis et la théorie d'élasticité

Figure 3.1: Corps de volume V , facette dS et normale \vec{n}	34
Figure 3.2 : Composante d'un vecteur de contrainte.	35
Figure 3.3 : Vecteur de contraintes sur trois facettes Orthogonales.	35
Figure 3.4 : Composantes du tenseur des contraintes.	36
Figure 3.5 : Déplacement d'un point du solide.	39
Figure 3.6 : Déplacements d'un point du solide.	41
Figure 3.7 : Déformation angulaire.	42

Chapitre 4: Présentation et analyse des résultats

Figure 4.1: Moments dans la poutre principale intermédiaire à l'ELU.	46
Figure 4.2 : Moments dans la poutre principale intermédiaire à l'ELS.	46
Figure 4.3 : Moments dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison GQEx.	47
Figure 4.4 : Moments dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison 0.8GEx.	47
Figure 4.5: Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire à l'ELU.	47
Figure 4.6 : Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire à l'ELS.	48
Figure 4.7 : Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison GQEx.	48
Figure 4.8 : Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison 0.8GEx.	48
Figure 4.9: Moments dans la poutre secondaire à l'ELU.	49
Figure 4.10 : Moments dans la poutre secondaire à l'ELS.	49
Figure 4.11 : Moments dans la poutre secondaire sous la combinaison GQEy.	50
Figure 4.12 : Moments dans la poutre secondaire sous la combinaison 0.8GEy.	50
Figure 4.13 : Effort tranchant dans la poutre secondaire à l'ELU.	50
Figure 4.14 : Effort tranchant dans la poutre secondaire à l'ELS.	51
Figure 4.15 : Effort tranchant dans la poutre secondaire sous la combinaison GQEy.	51
Figure 4.16 : Effort tranchant dans la poutre secondaire sous la combinaison 0.8GEy.	51
Figure 4.17: Moments dans la poutre principale de rive à l'ELU.	52
Figure 4.18 : Moments dans la poutre principale de rive sous la combinaison GQEx.	52
Figure 4.19 : Moments dans la poutre principale de rive sous la combinaison 0.8GEx.	52
Figure 4.20: Effort tranchant dans la poutre principale de rive à l'ELU.	53
Figure 4.21 : Effort tranchant dans la poutre principale de rive sous la combinaison GQEx.	53
Figure 4.22 : Effort tranchant dans la poutre principale de rive sous la combinaison 0.8GEx.	53
Figure 4.23: Efforts normaux dans le poteau à l'ELU.	54
Figure 4.24: Efforts normaux dans le poteau à l'ELS.	55
Figure 4.25 : Efforts normaux dans le poteau sous GQEx.	55

Figure 4.26 : Efforts normaux dans le poteau sous la combinaison 0.8GEx.....	55
Figure 4.27 : Efforts normaux dans le poteau sous la combinaison GQEy.....	56
Figure 4.28 : Efforts normaux dans le poteau sous la combinaison 0.8GEy.....	56
Figure 4.29 : Moments dans le poteau à l'ELU.....	56
Figure 4.30: Moments dans le poteau à l'ELS.....	57
Figure 4.31 : Moments dans le poteau sous la combinaison GQEx.....	57
Figure 4.32 : Moments dans le poteau sous la combinaison 0.8GEx.....	57
Figure 4.33 : Moments dans le poteau sous la combinaison GQEy.....	58
Figure 4.34 : Moments dans le poteau sous la combinaison 0.8GEy.....	58
Figure 4.35 : Efforts tranchants dans le poteau à l'ELU.....	59
Figure 4.36: Efforts tranchants dans le poteau à l'ELS.....	59
Figure 4.37 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison GQEx.....	59
Figure 4.38 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison 0.8GEx.....	60
Figure 4.39 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison GQEy.....	60
Figure 4.40 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison 0.8GEy.....	61
Figure 4.41 : Contraintes σ_{22} dans les variantes 2 et 3 à l'ELU.....	67
Figure 4.42 : Contraintes σ_{12} dans les voiles des variantes 2 et 3 à l'ELU.....	68
Figure 4.43 : Contraintes σ_{22} dans les voiles des variantes 2 et 3 sous GQEx.....	68
Figure 4.44 : Contraintes σ_{12} dans les voiles des variantes 2 et 3 sous GQEx.....	69
Figure 4.45 : Contraintes maximales dans les voiles à l'ELU.....	70
Figure 4.46 : Contraintes maximales dans les voiles sous la combinaison GQEx.....	70
Figure 4.47 : Contraintes maximales dans les voiles sous la combinaison 0.8GEx.....	70

Chapitre 5: Modélisation du voile avec CASTEM 2000 et SAP 2000

Figure 5.1: Géométrie et maillage du voile	79
Figure 5.2: Déformée du voile obtenue avec le logiciel CASTEM.....	82
Figure 5.3: Contrainte de Von Mises obtenue avec le logiciel CASTEM.....	83
Figure 5.4 : Déformée du voile obtenue avec le logiciel SAP.....	85
Figure 5.5: Contrainte de Von Mises obtenue avec le logiciel SAP.....	86

Liste de tableaux

Tableau 4.1 : Déplacement absolu et relatif de la Variante 1.	62
Tableau 4.2 : Déplacement absolu et relatif de la Variante 2.	62
Tableau 4.3 : Déplacement absolu et relatif de la Variante 3.	63
Tableau 4.4 : Modes propres de la Variante 1.	63
Tableau 4.5 : Modes propres de la Variante 2.	64
Tableau 4.6 : Modes propres de la Variante 3.	65
Tableau 4.7 : Vérification de l'effet P-delta pour la variante 1.	73
Tableau 4.8 : Vérification de l'effet P-delta pour la variante 2.	74
Tableau 4.9 : Vérification de l'effet P-delta pour la variante 3.	74
Tableau 5.1: Système d'unité	77

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structures relativement flexibles (portiques ou cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, due au fait qu'elles absorbent l'énergie sismique (structure ductile), cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements relatifs entre étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux.

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

Dans le présent travail nous étudierons et comparons le comportement au séisme, des constructions en portique (poteau-poutre) et mixtes (portiques+voiles).

L'influence de l'augmentation de la rigidité des voiles doit être étudiée, pour cela on a choisi deux types de voiles dans la structure ; Des voiles de 2 m qui occupent une partie de la travée (dans le sens longitudinal et transversal), et les voiles de 5 m dans le sens longitudinal de la structure et de 4 m dans le sens transversal.

Ce travail est ainsi partagé en cinq chapitres représentés comme suit :

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les structures en béton armé soumises au séisme, où quelques principes de conception parasismique des bâtiments sont exposés.

Chapitre 2 : Dimensionnement des structures considérées, suivant le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/2003.

Chapitre 3 : Introduction à la méthode des éléments finis et la théorie d'élasticité.

Chapitre 4: Résultats et analyses.

Chapitre 5 : Modélisation d'un voile avec deux logiciels (CASTEM2000 et SAP2000), et comparaison des résultats obtenus.

Enfin on termine par une conclusion et suggestion des perspectives de recherches futures comme suite de ce travail.

Chapitre 1:

**NOTIONS GENERALES SUR
LES STRUCTURES EN BETON
ARME**

1.1. Différents type de structures en béton armé

1.1.1. Structure en portique (poteau-poutre)

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. [1]

L'ossature en portique en béton armé (contreventement par portique) conçue et réalisée de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate.



Figure 1.1 : Éclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.

1.1.2. Structure mixte (portique + voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales. [2]

La (figure 1.2) présente deux immeubles voisins, à l'origine semblables mais inégaux face aux secousses sismiques, le premier montre un comportement excellent et le second est complètement en ruine. [12]



Figure 1.2 : Comportement de deux immeubles voisins face aux secousses sismiques.

1.1.3. Voiles en béton armé

Les voiles, sont couramment utilisés dans les édifices élancés en B.A compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. [12]

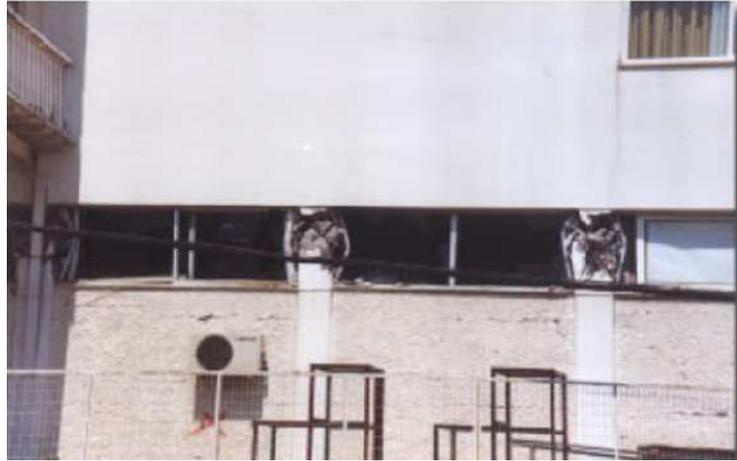
1.2. Le séisme et les bâtiments

Il est important de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Par conséquent la conception architecturale conditionne le comportement des bâtiments vis-à-vis du séisme. [4]

1.3. Réponse des bâtiments aux séismes

Les photos qui suivent nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous analysant comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause. [4]

Rupture de poteaux « courts », c'est-à-dire de poteau dont le rapport de l'élançement sur la section est trop faible, Si ce sont des éléments principaux de la structure, ils subissent des contraintes extrêmement élevées.



Basculement global d'une construction. Il existe plusieurs causes possibles, dont la liquéfaction des sols est la cause principale.



Dislocation des remplissages de maçonnerie d'une ossature en béton armé, ce mode de destruction « hétérogène » se comporte très mal sous l'action d'un séisme fort.



Figure 1.3 : Réponse des bâtiments au séisme. [19]

1.3.1. Déformation d'un bâtiment soumis à des secousses sismiques

1.3.1.1. Déformabilité des éléments de la construction

Soumis à une force identique, les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives. [3]

1.3.1.2. Forces d'inertie

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre tendent à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol.

Les forces qui le retiennent à sa position d'origine s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont fortes. [3]

1.3.2. Modes de déformation d'un bâtiment

On peut savoir à l'avance quel sera le mode de déformation de chaque élément de la structure, sous l'action d'un séisme et déterminer où il faut le renforcer pour éviter sa rupture fragile. Il faut en outre prévoir les modes de déformation globale de la construction. [3]

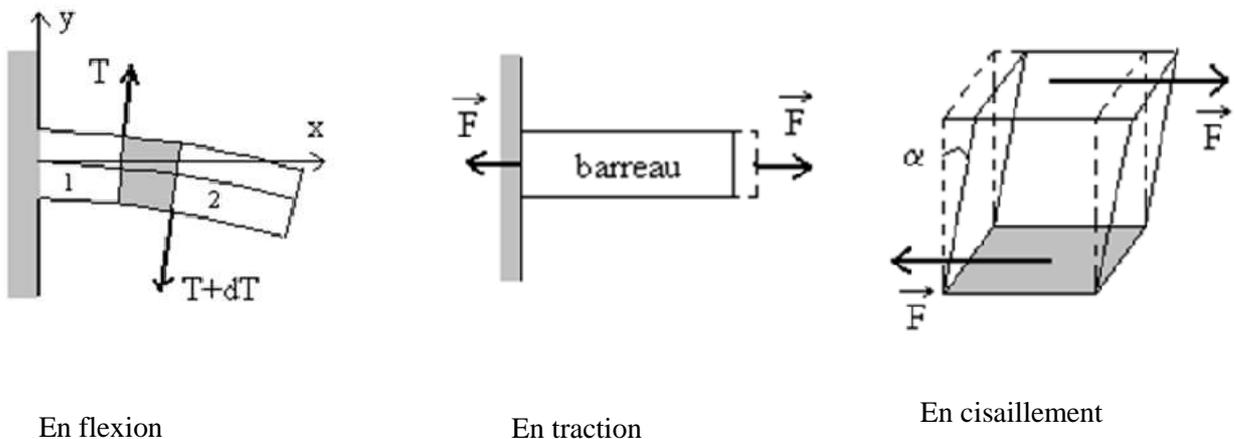


Figure 1.4: Modes de déformation d'un bâtiment.

1.4. Principes de conception parasismique des bâtiments

1.4.1. Symétrie et régularité

L'analyse des dégâts sismiques montre clairement que les bâtiments à structure régulière et symétrique se comportent mieux que ceux dont les formes géométriques et la distribution des éléments résistants sont complexes.

Il est recommandé d'éviter les formes compliquées et les irrégularités dans la distribution des inerties et des raideurs ; les structures fortement dissymétriques, ont le plus souvent des modes de transmission des efforts et des moments entre les différentes parties qui conduisent à des accumulations de sollicitations dans certaines zones sous l'action des mouvements sismiques. En d'autres termes, si l'on cherche à faire tenir ensemble des éléments structuraux ayant des réponses sismiques et des capacités de déformation très différentes, on doit s'attendre à ce que les liaisons entre ces éléments souffrent particulièrement, ces structures sont très sensibles aux effets de torsion (figure 1.5). [16]

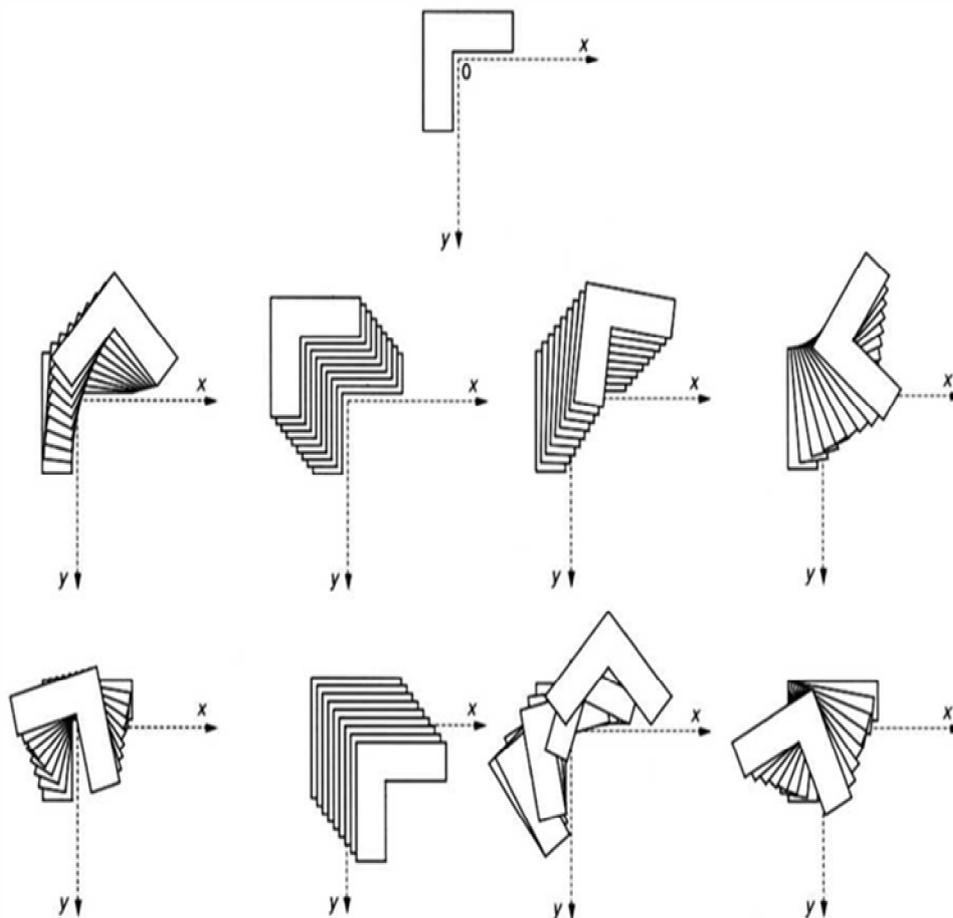


Figure 1.5: Torsion d'un bâtiment irrégulier (modes propres d'un bâtiment en L)

Lorsque la fonction de l'ouvrage impose l'adoption d'une structure fortement dissymétrique, on peut, dans certains cas, améliorer le comportement sismique en découpant la structure en sous-structures relativement symétriques séparées par des joints (figure 1.6).

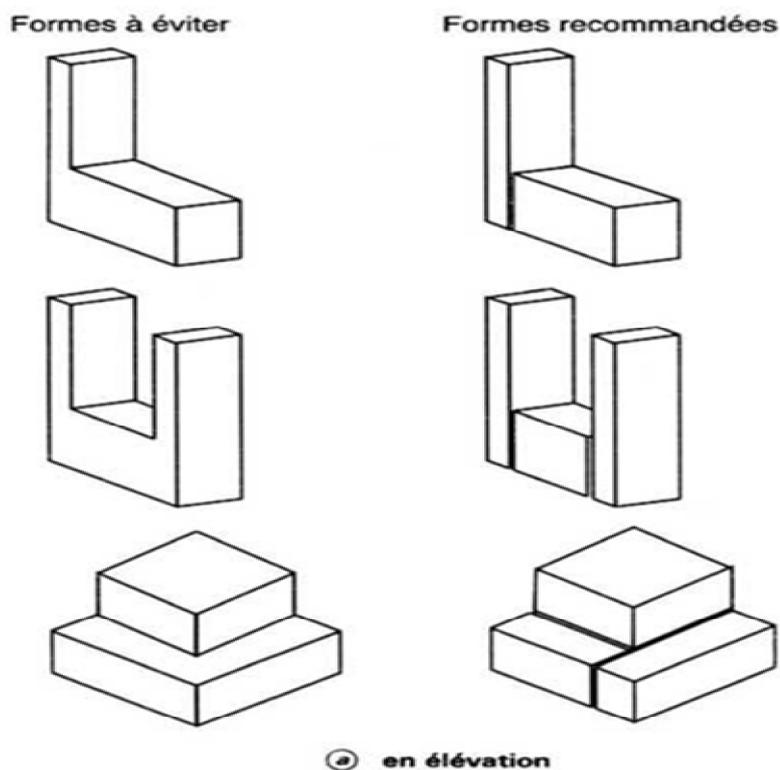


Figure 1.6: Sous-structuration par joints.

Cette méthode est, toutefois, d'un emploi plus difficile pour les bâtiments, dont les mouvements horizontaux sont, en général, fortement amplifiés par rapport à ceux des fondations, ce qui impose de réaliser des joints très larges pour éviter le risque de choc entre éléments adjacents ; de plus, les déplacements relatifs qui résultent de cette sous-structuration peuvent être incompatibles avec la fonction de l'ouvrage. [16]

Le problème des chocs entre corps de bâtiments voisins a été clairement mis en évidence par l'analyse des dégâts causés par un certain nombre de séismes. Dans la plupart des cas, l'espacement des bâtiments aurait pu être notablement augmenté (évitant ainsi le risque de choc) sans inconvénients d'ordre fonctionnel et sans surcoût appréciable de construction.



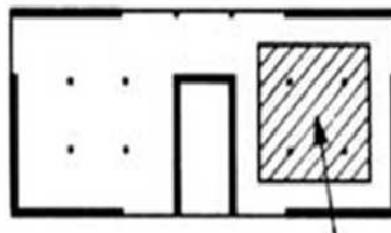
Figure 1.7. Joint parasismique insuffisant [19].

Lorsque la sous-structuration d'un bâtiment dissymétrique n'est pas possible, la prise en compte de l'action sismique se traduit, en général, par des renforcements importants, qui doivent résulter d'une étude très soignée du comportement dynamique de l'ouvrage (modèle tridimensionnel représentant les effets de torsion). [16]

Localisation des masses de la construction (essentiellement les planchers).

L'attention doit être attirée sur le fait qu'un bâtiment de forme symétrique peut être fortement dissymétrique du point de vue de sa structure résistante ou de la distribution des masses (figure 1.8). [16]

Vue en plan

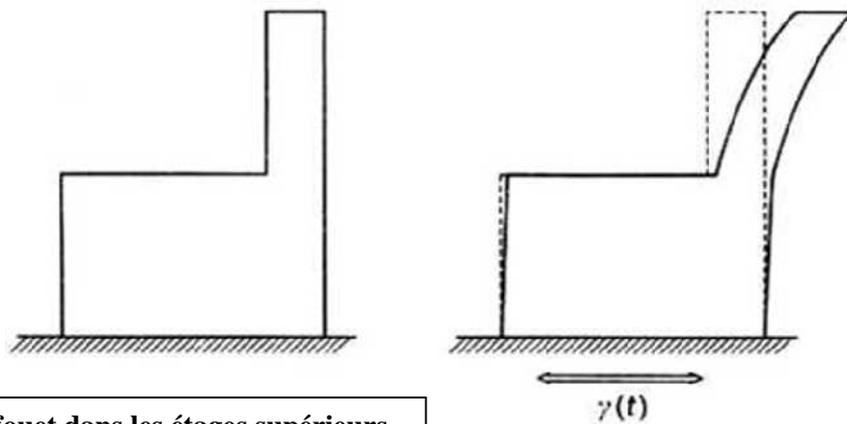


Surcharge

Figure 1.8: Forme et contreventement symétriques, charges dissymétriques

Le principe de régularité s'applique en plan et en élévation ; la clef de son application est d'éviter les discontinuités ou les variations trop rapides dans la distribution des inerties et des raideurs, comme dans les exemples suivants :

- Parties supérieures souples surmontant des parties rigides (ce qui est souvent le cas pour des surélévations de bâtiments) ; ces parties supérieures peuvent être très fortement sollicitées par un effet du type coup de fouet (figure 1.9). [16]



Coup de fouet dans les étages supérieurs



Figure 1.9: Effet de coup de fouet [16] [19].

- Etages en retrait ou en porte-à-faux ; de telles irrégularités peuvent être sans conséquences exagérément défavorables si elles restent dans certaines limites (figure 1.10). [16]

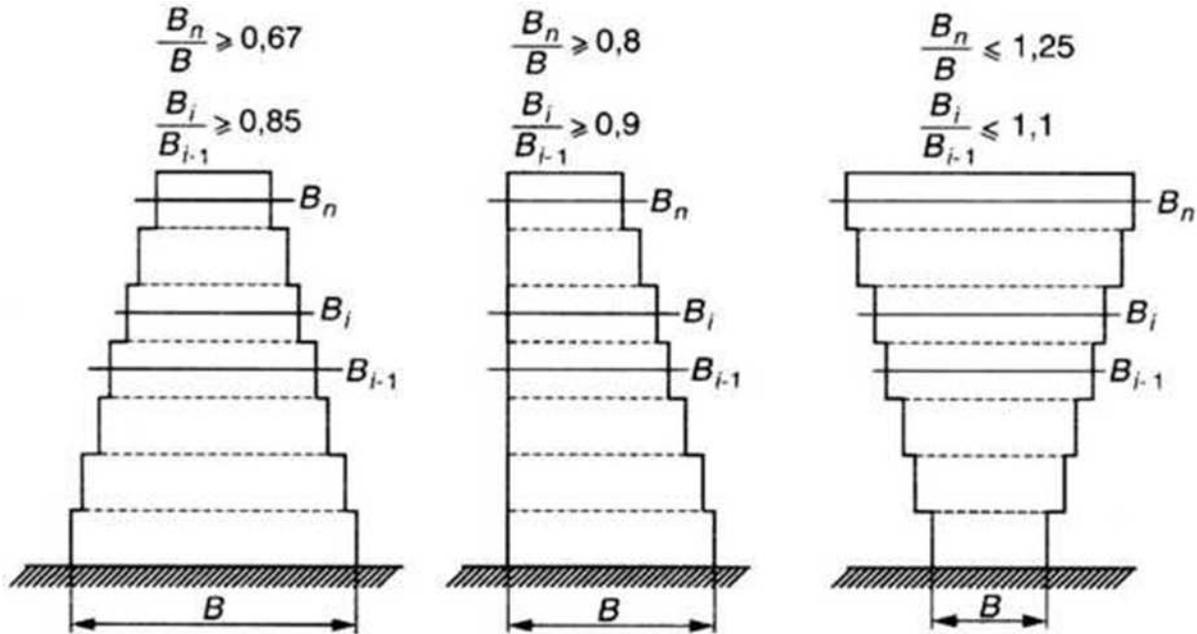


Figure 1.10: Retraits et porte-à-faux. Exemples de règles de limitations des irrégularités.

Les porte-à-faux importants et lourdement chargés sont par contre très défavorables (effets de la composante verticale de l'excitation et de la torsion) et ont, dans certains cas, entraîné la ruine complète des constructions. [16]

1.4.2. Distance entre les éléments de contreventement

Disposés en façade ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion (figure 1.11). La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant qu'élément de contreventement. [20]

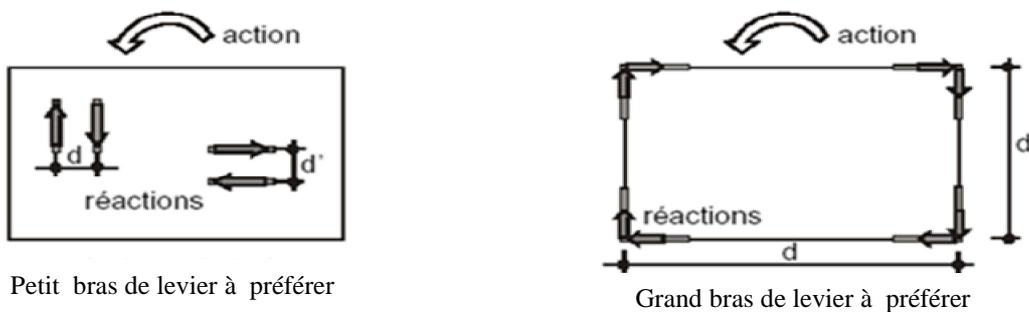


Figure 1.11: Distance entre les éléments de contreventement.

Une grande distance entre éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal. [20]

1.4.3. La torsion d'ensemble

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés. Dans ce cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage tourne autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux. Ce type de sollicitation est mal supporté par la structure.

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit ; il joue le rôle de centre de torsion. (figure.1.12). [20]



Figure 1.12 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.

1.4.4. Le contreventement décalé

Les contreventements sont décalés lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs. [6]

En comparaison avec des contreventements continus sur toute la hauteur du bâtiment et construits dans les règles de l'art, les décalages de contreventement augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. C'est pourquoi il faut absolument éviter de décaler les contreventements. [6]

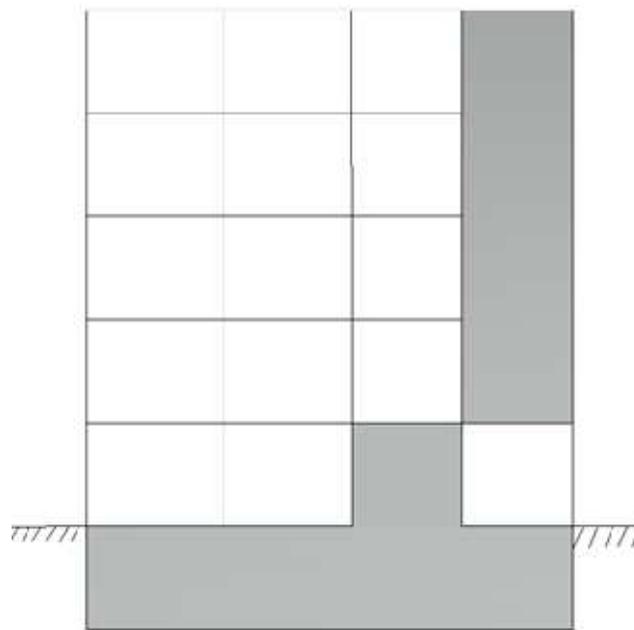


Figure 1.13: Le contreventement décalé. [6]

1.4.5. Sauts de rigidité et de résistance

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale. Le cas échéant, il vaut mieux diminuer la rigidité et la résistance de bas en haut (à droite dans la figure 1.14) que faire l'inverse (à gauche). [6]

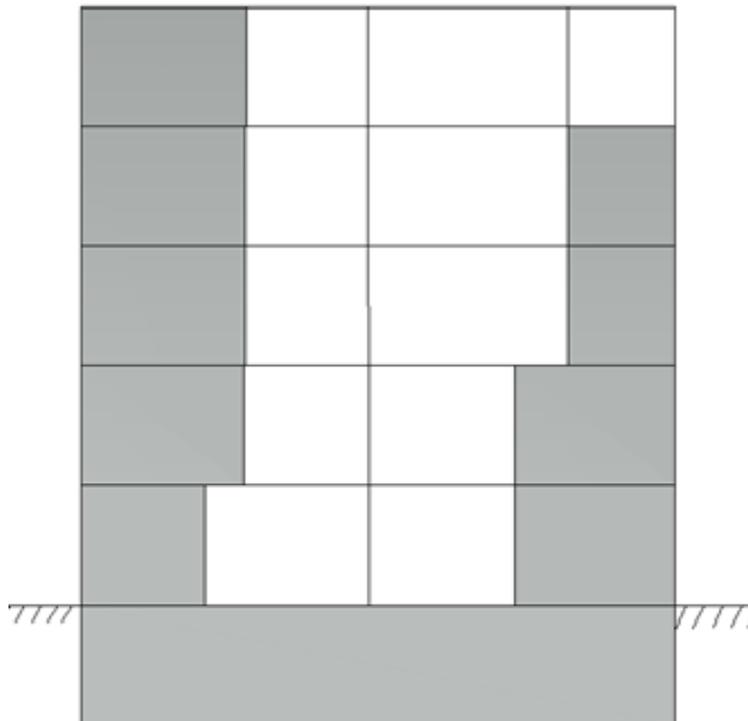


Figure 1.14: Sauts de rigidité et de résistance. [6]

1.4.6. Rez-de-chaussée flexibles

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent dû au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés, le rez-de-chaussée est transparent et ne comprend que des colonnes porteuses. Il en résulte un niveau mou, flexible dans le plan horizontal. Or les colonnes sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place. Les déformations plastiques, dites rotules plastiques, qui apparaissent aux extrémités des colonnes déclenchent un mécanisme redouté dit «des colonnes» (ou «d'étage»), caractérisé

par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable. [6]

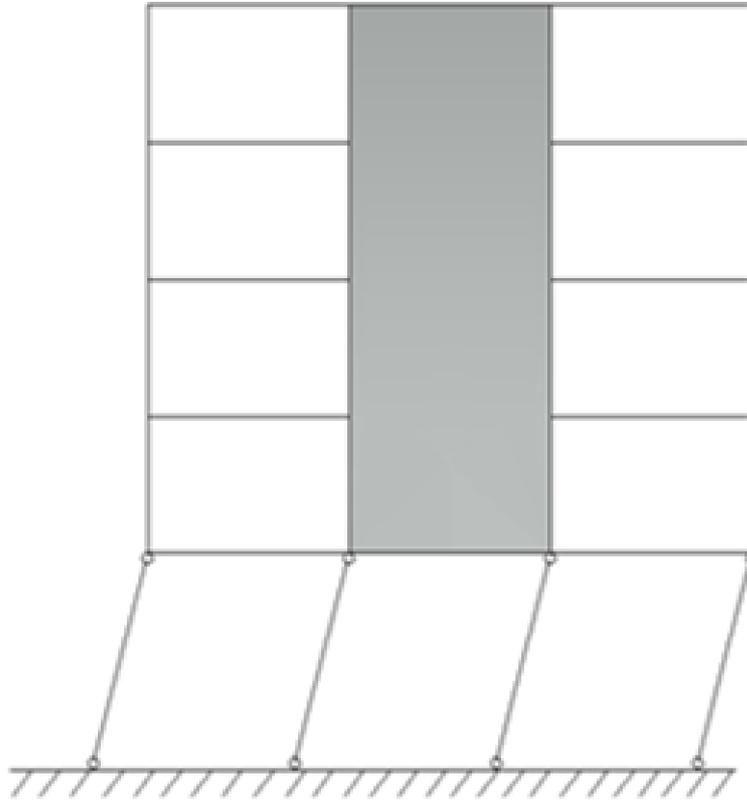


Figure 1.15: Rez-de-chaussée flexibles. [6]



Figure 1.16: Destruction du RDC [6]

1.4.7. Étages flexibles

Un étage peut également être plus flexible que les autres s'il est équipé de contreventements moins résistants ou que ces dispositifs font totalement défaut. Il arrive aussi que la résistance ultime dans le plan horizontal soit fortement réduite à partir d'une certaine hauteur dans toute la partie supérieure du bâtiment. Un tel ouvrage est également exposé au redouté mécanisme de colonnes (ou d'étage). [6]



Figure 1.17: Étages flexibles. [4]

1.4.8. Diaphragmes

Les diaphragmes sont des éléments planchers, toitures, etc..., la rigidité du diaphragme dépend principalement du matériau dont il est constitué et de sa forme. Une dalle en béton armé est préférable car elle est nettement plus rigide dans son plan qu'un plancher en bois, par exemple, des diaphragmes percés de grandes ouvertures sont à éviter car ils sont trop flexibles.

Le rôle des diaphragmes est de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement. La transmission doit être plus uniforme possible pour ne pas surcharger un élément particulier et l'amener à la rupture. Dans ce but le diaphragme doit être, dans son plan, plus rigide que les éléments verticaux de la stabilisation, évidemment, une bonne liaison doit être assurée entre eux. [17]

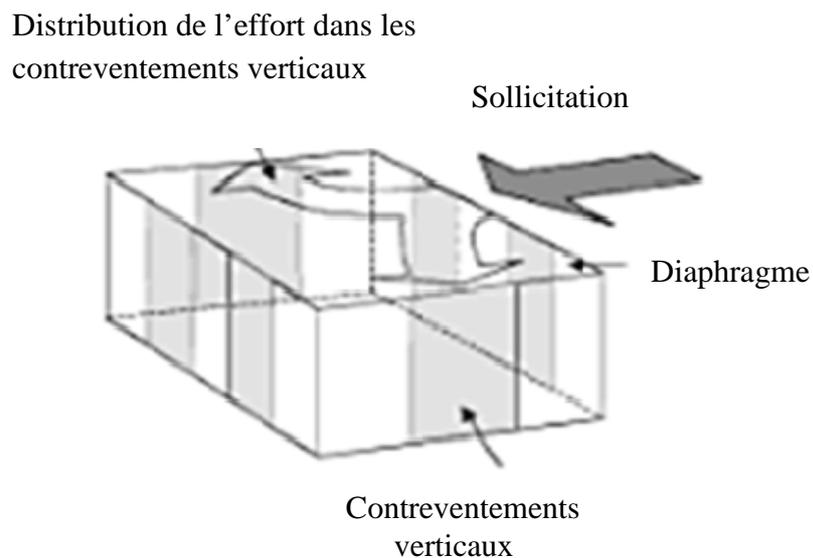


Figure 1.18 : Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux. [17]

1.4.9. Largeur des contreventements

Les structures de contreventement à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand. [3]

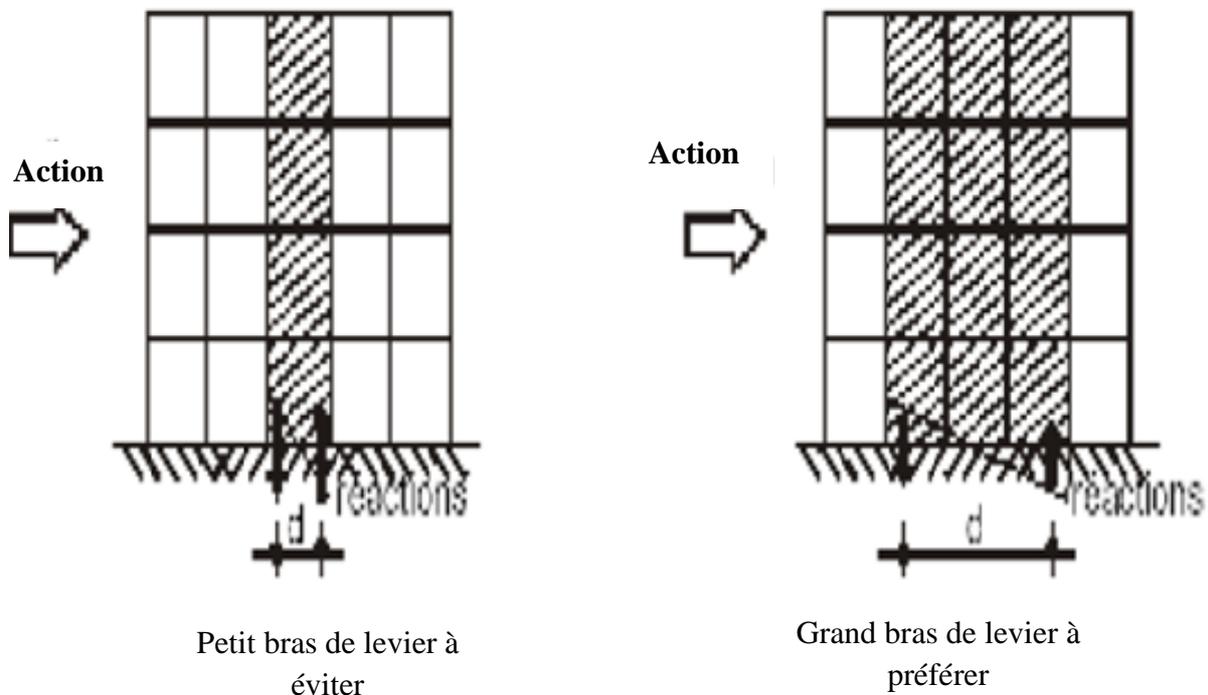


Figure 1.19 : Effet de largeur des contreventements. [3]

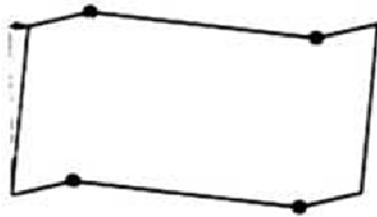
1.4.10. Largeur des fondations

Il est bien évident que les contraintes à la fondation diminuent avec la largeur de cette dernière donc, opter pour le choix d'un radier général peut être solution en cas de semelles isolées peuvent être critiques. [3]

1.4.11. Ordre d'apparition des rotules plastiques

Les comportements inélastiques étant acceptés dans la conception parasismique, il convient que le projeteur optimise la capacité résistante de la structure en agissant sur l'ordre d'apparition de ces comportements dans les différents éléments. À cet égard, il est recommandé de privilégier la conception poteaux forts poutres faibles dans laquelle la formation des rotules plastiques dans les éléments porteurs verticaux ne peut précéder la formation de rotules dans les éléments transversaux (figure 1.20). De cette manière, la structure est capable de dissiper de l'énergie sans dégradation de sa capacité porteuse, alors

que dans la conception inverse (poteaux faibles-poutres fortes), une grande déformation des éléments verticaux se résulte sous l'effet des moments du second ordre. [16]



**poteaux forts
poutres faibles**



**poteaux faibles
poutres fortes**

Figure 1.20: Apparition des rotules plastiques [16].

Chapitre 2:
PRESENTATION DES
STRUCTURES ETUDIEES

2.1. Présentation et caractéristiques des structures

2.1.1. Présentation des structures

Les structures considérées pour l'étude sont des structures en **(R+5)**, régulières en plan et en élévation à usage d'**habitation**. Elles sont considérées implantées sur un **site ferme (S2)**, dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon le règlement parasismique algérien **(RPA99/version 2003)** [7], comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

2.1.2. Caractéristiques géométriques

Les trois structures étudiées représentent une même vue en plan. Cette vue comporte 03 travées identiques de 5 m dans le sens X-X et trois travées de 4 m dans le sens Y-Y ; La première est une structure poteau-poutre qu'on appelle dans le reste du mémoire variante 1, elle est illustrée dans la (figure 2.1), la deuxième comporte des voiles de 2 m de largeur dans les deux sens qu'on appelle variante 2 (figure 2.2) et la troisième comporte des voiles de 5 m dans le sens X-X et de 4 m dans le sens Y-Y qu'on appelle variante 3 (figure 2.3).

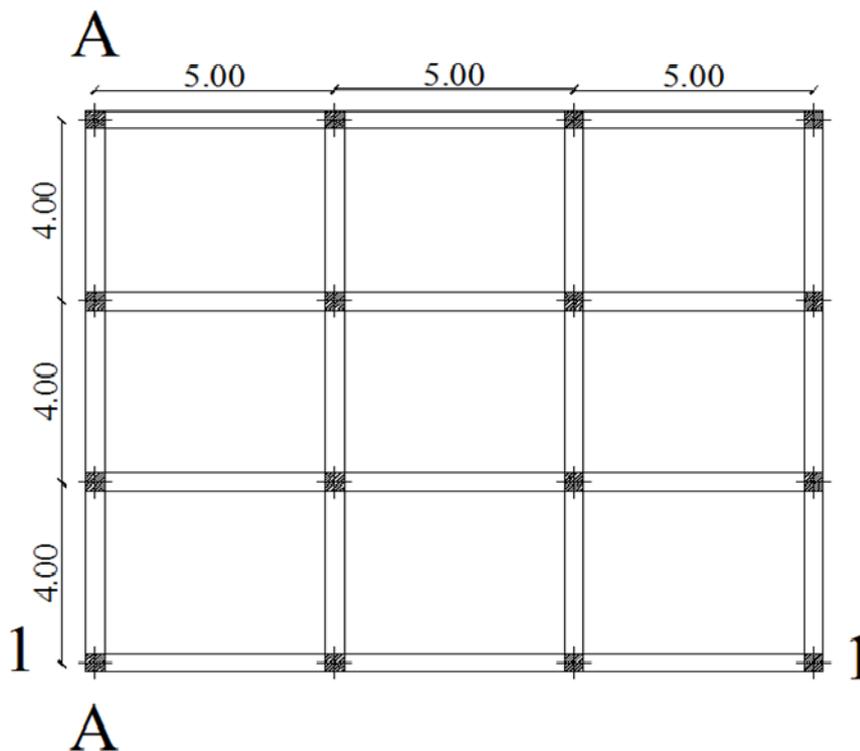


Figure 2.1 : Vue en plan de la variante 1.

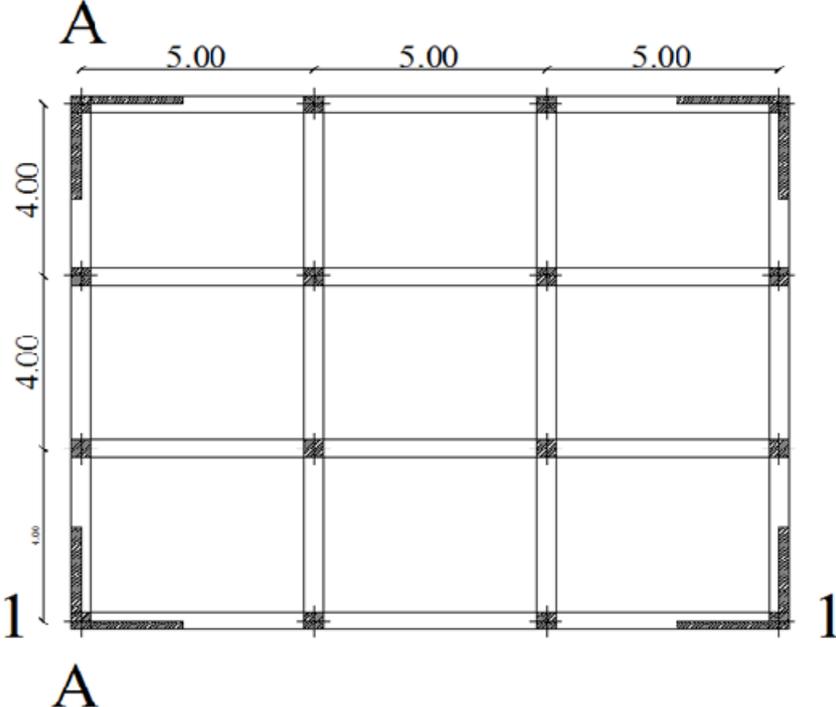


Figure 2.2 : Vue en plan de la variante 2.

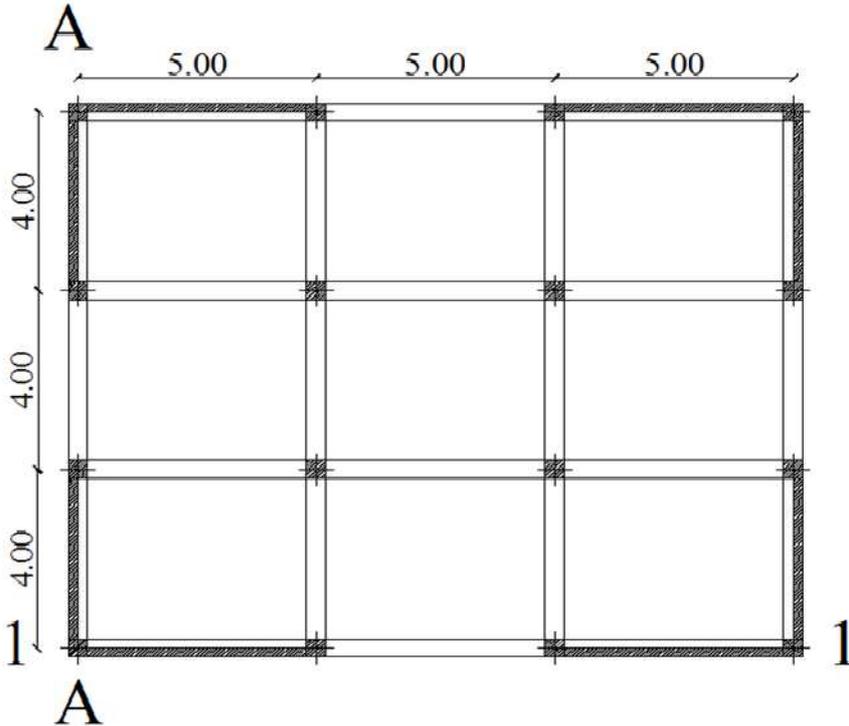


Figure 2.3 : Vue en plan da la variante 3.

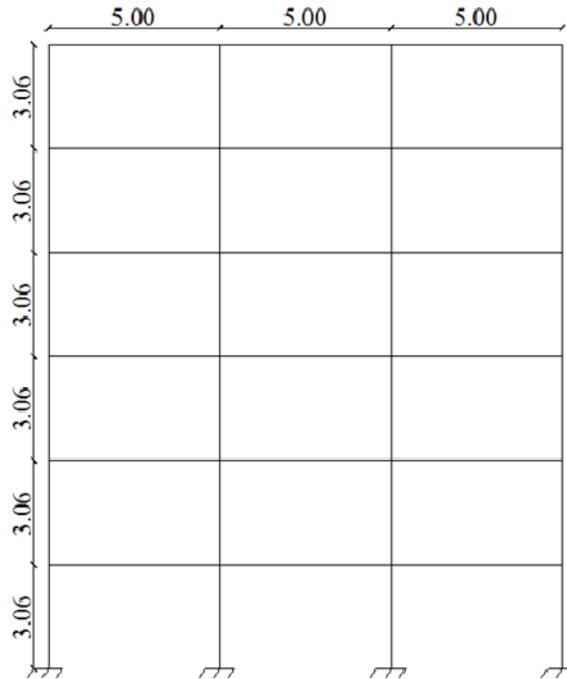


Figure 2.4 : Vue en élévation.

2.1.3. Caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier,), le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il présente de bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40 MPa pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile vis-à-vis de la traction.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge 28 jours exprimé en MPa, pour le présent projet on adopte $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Module d'élasticité

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

Module de déformation longitudinale

- Le module de déformation longitudinal instantané E_{ij} est donné par (Art A.2.1, 21, BAEL 91) [8].

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ soit donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

- Le module de déformation longitudinal différé E_{vj} est donné par (Art A.2.1, 22, BAEL 91) [8].

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ soit donc $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$.

Module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

- **Le coefficient de poisson** : (Art A.2.1, 3, BAEL91) [8].

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale et vaut :

$\nu = 0$: Le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (**ELU**).

$\nu = 0.2$: Le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (**ELS**).

c) Notion des états limites

On distingue 02 états limites de calcul

- Etat limites ultime de résistance
- Etat limite de service

ELU : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis à vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance du béton à la compression est donnée par (Art A.4.3, 41.BAEL91) [8].

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b0}}$$

Avec

γ : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

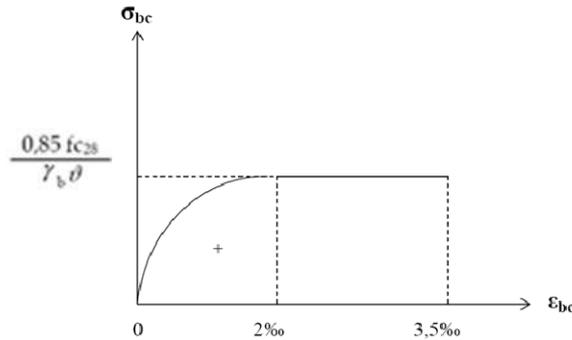


Figure 2.5 : Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELU de résistance.

ELS : (Art A.4.5, 2, BAEL91) [8].

C'est au delà lequel les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ne sont plus satisfaites (ouverture des fissures, déformation excessives des éléments porteurs, vibration ou fatigue, perte d'étanchéité) ; il comprend les états limites de fissuration et de la déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Pour notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

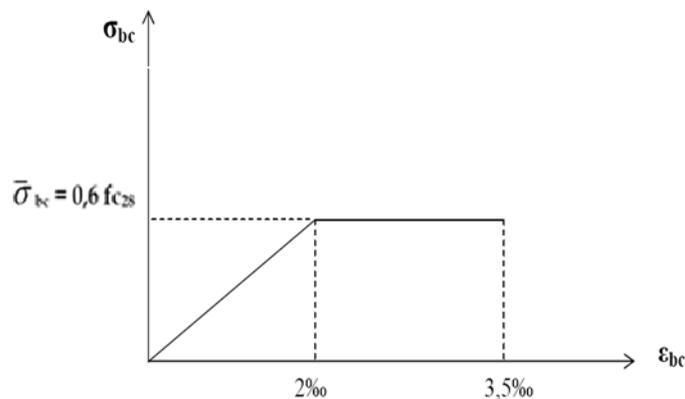


Figure 2.6 : Contrainte-déformation du béton à l'ELS de résistance.

2.2. Dimensionnement de la structure

2.2.1. Planchers

Sont réalisés en corps creux (**16+ 4**) et considérés comme des diaphragmes rigides dans leurs plans.

2.2.2. Poutres

➤ Poutres principales

Les poutres principales de la structure sont celles porteuses :

Elles sont pré dimensionnées selon les formules suivantes :

$$\text{La hauteur } h \text{ est donnée par la formule suivante : } \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [1]$$

$$\text{La largeur } b \text{ de la poutre est donnée comme suit : } \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad [2]$$

➤ Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont aussi pré dimensionnées par les relations [1] et [2]

2.2.3. Poteaux

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

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

Avec

B : Section transversale du poteau.

$$N = G + Q$$

N : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

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

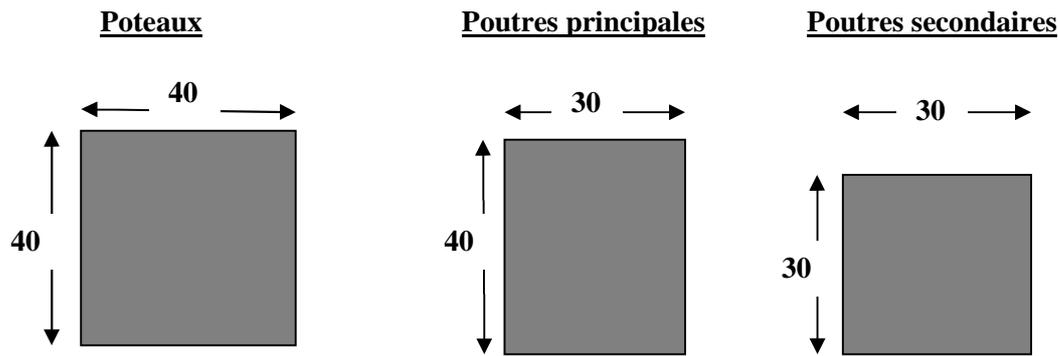


Figure 2.7 : Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des trois structures.

2.2.4. Voiles

On adopte une épaisseur des voiles = **20 cm**

2.3. Charges appliquées

2.3.1. Charges gravitaires

On rappelle que les structures considérées sont à usage d'habitation à planchers à corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- Les charges permanentes (**G**) du plancher terrasse sont évaluées à **5.51 KN/m²** et celles du plancher courant à **5.05 KN/m²**.
- Les charges d'exploitation (**Q**) du plancher terrasse sont de **1 KN/m²** et celles du plancher courant à **1.5 KN/m²**.

2.3.2. Surcharges sismiques

Les charges sismiques agissant sur les structures étudiées sont les forces latérales appliquées aux différents niveaux des structures.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble de chaque bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide de logiciel SAP2000 et on utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/version 2003. [7]

a) Action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donnée par le RPA99/version 2003 [7], qui est un spectre de réponse en accélération :

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

Où:

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment

A : Coefficient d'accélération de la zone

Dans notre cas, la structure est supposée être localisé en zone sismique IIa et de groupe d'usage 2 : **A= 0.15**

η: facteur de correction d'amortissement pour un amortissement différent de **5%**

η : est donnée par la formules suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où **ξ** (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Portique en béton armé avec remplissage dense, **ξ= 7%**

D'où
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} = 0.88$$

R : coefficient de comportement de la structure

- Pour des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide, **R = 3.5**
- Pour des structures Mixte portiques/voiles avec interaction avec remplissage en maçonnerie rigide, **R =5**

Q : Facteur de qualité, il est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

On prend **Q= 1.00**

T₁ et **T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ; Dans notre cas, le site est de type **S₂ (sol ferme)**, d'où : **T₁= 0.15** et **T₂=0.40**

Exemple de spectre de réponse 'Structure auto stable'

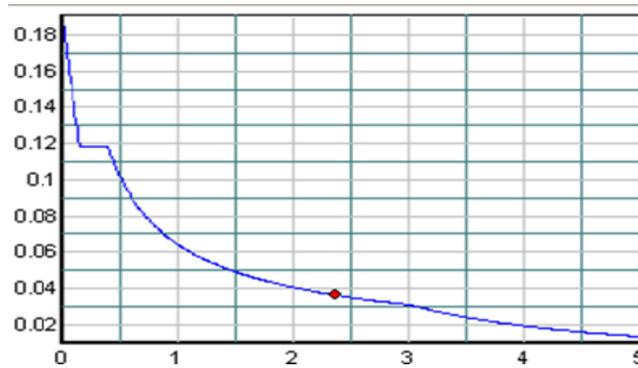


Figure 2.8 : Spectre de réponse de calcul « structure auto stable ».

b) Masses sismiques concentrées des bâtiments considérés

La masse sismique concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit :

A un niveau i (plancher i) du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec

W_{Gi} : Masse relative aux charges permanentes (G) ;

W_{Qi} : Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

β : Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, les bâtiments considérés sont à usage d'habitation, d'où $\beta = 0.2$ (RPA99/version2003 [7], tableau 4.5).

Une fois le spectre déterminé, les structures seront soumises à une étude dynamique permettant de déterminer les sollicitations internes selon les différentes combinaisons connues ainsi que les modes propres et les déplacements des structures.

BAEL [8] : **ELU :** $1,35G + 1.5Q$;

ELS : $G + Q$.

RPA99/version 2003 [7] : **GQEx :** $G + Q \mp Ex$;

GQEy: $G + Q \mp Ey$;

0.8GEx: $0,8G \mp Ex$;

0.8GEy: $0,8G \mp Ey$.

Avec

G: Ensembles des charges permanentes ;

Q: Ensembles des charges d'exploitation ;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le sens X-X ;

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le sens Y-Y.

Chapitre 3:

INTRODUCTION A LA METHODE DES ELEMENTS FINIS ET LA THEORIE D'ELASTICITE

3.1. Introduction à la méthode des éléments finis

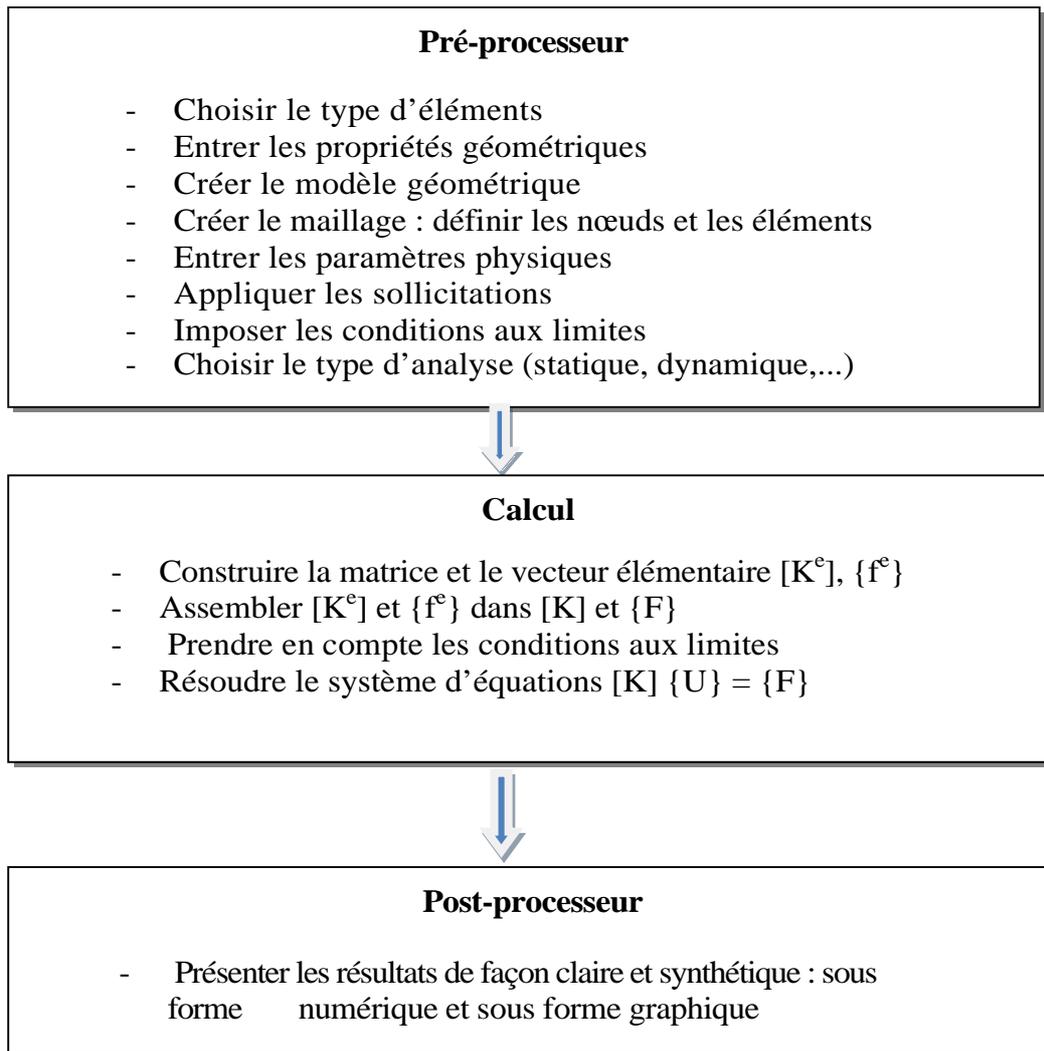
3.1.1. Introduction

En rendant la complexité des calculs une chose du passé, l'avènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur. Des problèmes autrefois considérés insolubles avec les méthodes classiques, sont maintenant facilement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des éléments finis. De ce point de vue, elle constitue un outil formidable à la disposition de l'ingénieur.

3.1.2. Définition de La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode générale d'analyse structurale dans laquelle la solution d'un problème dans la mécanique continue est rapprochée par l'analyse d'un assemblage des éléments finis qui sont reliés ensemble à un nombre de points nodaux finis et représentent le domaine de solution du problème. Elle est maintenant bien admise en tant qu'une technique générale plus puissante pour la solution numérique des problèmes de technologie variée. Les applications s'étendent de l'analyse de contrainte des solides à la solution des phénomènes acoustiques, de la physique et des problèmes dynamiques liquides.[13]

3.1.3. Étapes du calcul par éléments finis [14]



3.2. Introduction à la théorie d'élasticité

3.2.1. Introduction

L'utilisation de la méthode des éléments finis pour l'analyse des problèmes statique et dynamique nécessite la connaissance des équations de base de la théorie de l'élasticité linéaire. Dans ce chapitre, on présente les relations entre les contraintes et les déformations dans le cas tridimensionnel. De ce cas général, dérive le cas particulier de l'élasticité plane (état plan de contrainte et état plan de déformation).

3.2.2. Définition du vecteur de contrainte

Considérons un corps de volume V où sont appliqués des efforts extérieurs (\vec{T}), en chaque point M d'un solide, il existe des forces intérieures que l'on met en évidence en effectuant une coupure du solide, suivant la surface S , en deux parties A et B (Figure 3.1).

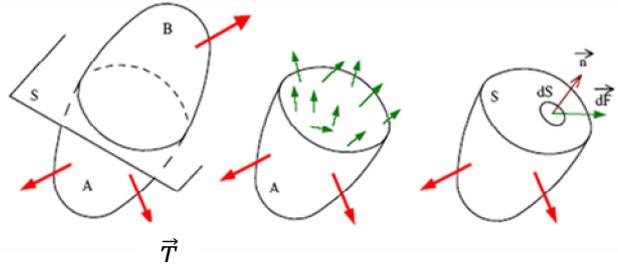


Figure 3.1: Corps de volume V , facette dS et normale \vec{n} .

La partie A du corps, est en équilibre sous l'action des forces extérieures (T) qui lui sont directement appliquées et des forces intérieures réparties sur la coupure. [15]

Soit dS un élément infinitésimal de la surface S , entourant un point M et \vec{n} le vecteur unitaire, perpendiculaire à dS et dirigé vers l'extérieur de la partie A c'est-à-dire la facette \vec{n} en M de cet élément de surface aussi, Soit \vec{dF} la force qui s'exerce sur cette facette. On appelle $\vec{\sigma}(M, \vec{n})$ vecteur de contrainte en M et dans la direction \vec{n} , définit par :

$$\vec{\sigma}(M, \vec{n}) = \lim_{dS \rightarrow 0} \frac{\vec{dF}}{dS} \tag{3.1}$$

Ce vecteur contrainte peut être décomposé en une composante suivant \vec{n} et projection sur la facette, figure (3.2) :

$$\vec{\sigma}(M, \vec{n}) = \sigma \vec{n} + \vec{\tau} \tag{3.2}$$

Où σ est la contrainte normale et τ est le vecteur cisaillement

Il est à noter que quand σ est une valeur algébrique positive c'est une traction et quand elle a une valeur négative c'est une compression.

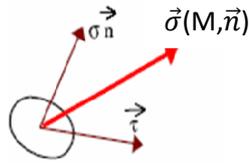


Figure 3.2 : Composante d'un vecteur de contrainte.

3.2.2.1. Etat de contrainte tridimensionnelle

Les vecteurs unitaires $(\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z})$ associés au repère orthonormé $\{O, x, y, z\}$ définissent en un point M du solide trois facettes perpendiculaires entre elle (Figure 3.3). [15]

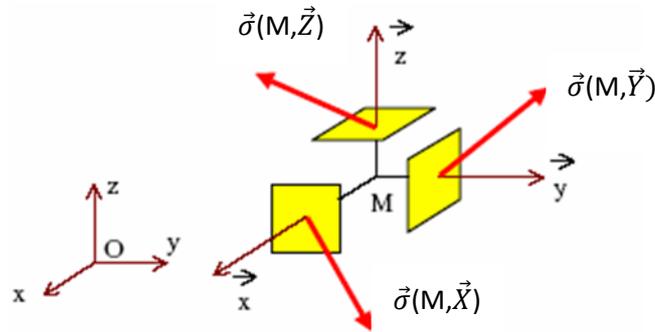
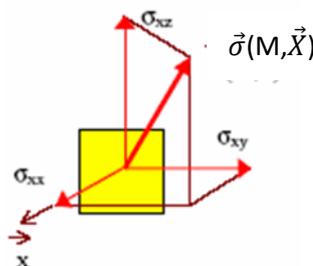


Figure 3.3 : Vecteur de contraintes sur trois facettes Orthogonales.

Les contraintes qui s'exercent sur chacune de ces faces sont définies par leurs composantes dans le repère $\{O, x, y, z\}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Facette } \vec{X} : \vec{\sigma}(M, \vec{X}) = \sigma_{xx}\vec{X} + \sigma_{xy}\vec{Y} + \sigma_{xz}\vec{Z} \\ \text{Facette } \vec{Y} : \vec{\sigma}(M, \vec{Y}) = \sigma_{yx}\vec{X} + \sigma_{yy}\vec{Y} + \sigma_{yz}\vec{Z} \\ \text{Facette } \vec{Z} : \vec{\sigma}(M, \vec{Z}) = \sigma_{zx}\vec{X} + \sigma_{zy}\vec{Y} + \sigma_{zz}\vec{Z} \end{array} \right. \quad (3,3)$$



Remarque: sur la facette \vec{X} , la contrainte normale est égale à :

$$\sigma = \vec{X} \cdot \vec{\sigma}(M, \vec{X}) = \sigma_{xx} \tag{3, 4}$$

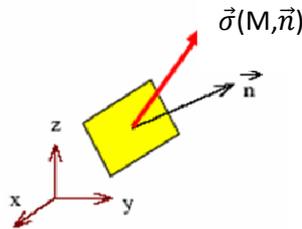
Le vecteur de cisaillement est égal à :

$$\vec{\tau} = \sigma_{xy} \vec{Y} + \sigma_{xz} \vec{Z} \tag{3, 5}$$

3.2.2.2. Tenseur des contraintes

Considérons la facette \vec{n} en M. Soit a, b et c les cosinus directeurs de \vec{n} .

La contrainte sur la facette \vec{n} est égale à :



$$\vec{\sigma}(M, \vec{n}) = a \vec{\sigma}(M, \vec{X}) + b \vec{\sigma}(M, \vec{Y}) + c \vec{\sigma}(M, \vec{Z}) = \sigma(M) \vec{n} \tag{3, 6}$$

Sous forme matricielle : $[\vec{\sigma}(M, \vec{n})] = [\sigma(M)] [n]$ (3, 7)

où $[\sigma(M)]$, appelé tenseur des contraintes en M, a pour expression :

$$[\sigma(M)] = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \tag{3, 8}$$

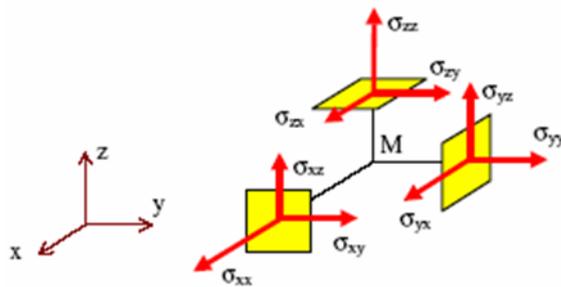


Figure 3.4 : Composantes du tenseur des contraintes.

3.2.2.3. Contraintes principales et directions principales des contraintes

Soit σ_{ij} tenseur contraintes en un point, il permet de déterminer les vecteurs de contraintes pour toutes les facettes, de normale unitaire extérieure \vec{n} , passant par ce point, par la relation.

$$\mathbf{T}_{ij} = \sigma_{ij} \mathbf{X}_{ij} \quad (3, 9)$$

On obtient également les contraintes normales pour toutes les facettes : [15]

$$\sigma = \vec{T} \vec{n} = T_i X_i = \sigma_{ij} X_j X_j \quad (3, 10)$$

Avec $X_j X_j = \text{cosinus directeurs}$

S'il existe des vecteurs \vec{n} , tels que leur produit par un tenseur $[\sigma]$ leur soient colinéaires c'est-à-dire, tels que l'on ait :

$$\sigma_{ij} x_j = \lambda x_i \quad \text{et } \lambda : \text{valeur scalaire} \quad (3, 11)$$

On peut donc rechercher s'il existe des facettes soumises à des contraintes purement normales, c'est-à-dire telle que :

$$T_i = \sigma_{ij} X_j = \lambda X_j \quad (3, 12)$$

A l'aide de la règle de substitution d'un indice attaché au symbole de Kronecker, on peut mettre les inconnues X_i en évidence; on a d'abord.

$$\sigma_{ij} x_i - \lambda \delta_{ij} x_i = 0 \quad (3, 13)$$

$$(\sigma_{ij} - \lambda \delta_{ij}) x_i = 0 \quad (3, 14)$$

Ces conditions sont trois équations linéaires et homogènes

$$\begin{cases} (\sigma_{11} - \lambda) x_1 + (\sigma_{12} - \lambda) x_2 + (\sigma_{13} - \lambda) x_3 = 0 \\ (\sigma_{21} - \lambda) x_1 + (\sigma_{22} - \lambda) x_2 + (\sigma_{23} - \lambda) x_3 = 0 \\ (\sigma_{31} - \lambda) x_1 + (\sigma_{32} - \lambda) x_2 + (\sigma_{33} - \lambda) x_3 = 0 \end{cases} \quad (3, 15)$$

La solution est obtenue en résolvant l'équation caractéristique du degré 3 $\det|\sigma - \lambda I|$

L'équation caractéristique d'un tenseur d'ordre 2 est une équation cubique, qu'on peut écrire sous la forme suivante :

$$\lambda^3 - I_1 \lambda^2 + I_2 \lambda - I_3 = 0 \quad (3, 16)$$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 I_1 = \text{tr}(\sigma) \\
 I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{22} & \sigma_{13} \\ \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{13} \\ \sigma_{31} & \sigma_{33} \end{vmatrix} \\
 I_2 = \frac{1}{2} (\sigma_{ii}\sigma_{jj} - \sigma_{ij}\sigma_{ji}) \\
 I_2 = \frac{1}{2} [(\text{tr}\sigma)^2 - \text{tr}(\sigma)^2] \\
 I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} = \det[\sigma]
 \end{array} \right. \quad (3, 17)$$

Les solutions de l'équation (3, 16) sont les trois contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et les coefficients I_1, I_2, I_3 les invariants élémentaires du tenseur σ . Où (σ_{ij}) représente les composantes du tenseur dans une base R orthonormé mais non nécessairement principale, le symbole σ désigne le tenseur du second ordre. [15]

En remplaçant λ par σ_I dans (3.15), on obtient un système homogène permettant de trouver les trois composantes x_{I1} de la première direction principale à un facteur près. Ce facteur se détermine ensuite par la condition suivante :

$$x_{I1}x_{I1} = x_{I1}^2 + x_{I2}^2 + x_{I3}^2 \quad (3, 18)$$

On procède de même avec $\sigma_{II}, \sigma_{III}$

3.2.3. Etat Déformations

Sous l'action des forces extérieures, le solide se déforme. Il en résulte pour tous les points du solide un déplacement que nous supposons petit.

3.2.3.1. Vecteurs déplacements

Soient $\{O, x, y, z\}$ un repère orthonormé et M un point du solide. Au cours de la mise en charge, le point M vient en M' (figure 3.5)

On appelle vecteur déplacement du point M le vecteur $d\overrightarrow{OM} = \overrightarrow{MM'}$ (3, 19)

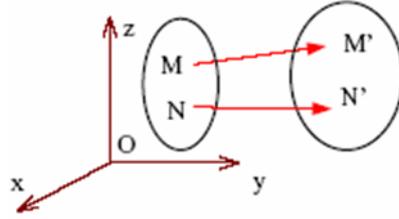


Figure 3.5 : Déplacement d'un point du solide.

Nous noterons ses composantes :

$$\begin{bmatrix} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{bmatrix} \quad (3, 20)$$

Soient N un point du solide voisin de M:

$$\overrightarrow{MN} = \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} \quad (3, 21)$$

Au cours de la mise en charge N vient en N'.

Le déplacement du point N est égal à :

$$\begin{aligned} d\overrightarrow{ON} = \overrightarrow{NN'} &= \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial u}{\partial y} \Delta y + \frac{\partial u}{\partial z} \Delta z \\ \frac{\partial v}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial v}{\partial y} \Delta y + \frac{\partial v}{\partial z} \Delta z \\ \frac{\partial w}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial w}{\partial y} \Delta y + \frac{\partial w}{\partial z} \Delta z \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \\ \Delta w \end{bmatrix} = d\overrightarrow{OM} + [D]\overrightarrow{MN} \end{aligned} \quad (3, 22)$$

En décomposant la matrice [D] en sa partie symétrique

$$[E] = \frac{1}{2} ([D] + [D]^T) \quad (3, 23)$$

Et sa partie Antisymétrique

$$[\Omega] = \frac{1}{2} ([D] - [D]^T) \quad (3, 24)$$

On peut écrire :

$$d\overrightarrow{ON} = d\overrightarrow{OM} + [\Omega]\overrightarrow{MN} + [E]\overrightarrow{MN} \quad (3, 25)$$

Avec

$$[E] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [\Omega] = \begin{bmatrix} 0 & -\omega_3 & \omega_2 \\ \omega_3 & 0 & -\omega_1 \\ -\omega_2 & \omega_1 & 0 \end{bmatrix} \quad (3, 26)$$

Où l'on a posé :

$$\varepsilon_{11} = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_{22} = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \varepsilon_{33} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (3, 27)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right), \quad \varepsilon_{13} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right), \quad \varepsilon_{23} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right), \quad (3, 28)$$

$$\omega_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right), \quad \omega_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right), \quad \omega_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right), \quad (3, 29)$$

Le déplacement du point N

$$d\overrightarrow{ON} = d\overrightarrow{OM} + \vec{w} \wedge \overrightarrow{MN} + [E]\overrightarrow{MN} \quad (3, 30)$$

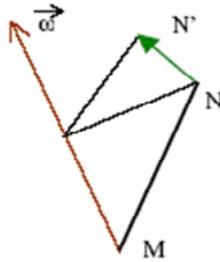
s'écrit finalement, Si $[\Omega]$ et $[E]$ sont nuls, le déplacement de N se réduit à : $d\overrightarrow{ON} = d\overrightarrow{OM}$ et tous les points situés au voisinage de M subissent la même translation.

Si $d\overrightarrow{OM}$ et $[E]$ sont nuls le déplacement de N se réduit à : $d\overrightarrow{ON} = \vec{w} \wedge \overrightarrow{MN}$

Si de plus $w = \|\vec{w}\|$ est petit (les dérivées du vecteur déplacement sont petites), tous les points situés au voisinage de M subissent une rotation.

$\vec{w} = \frac{1}{2} \text{rot} (d\overrightarrow{OM})$ d'intensité ω autour de l'axe dont l'origine est situé en M.

La matrice $[E]$ qui représente les déformations du solide en M est appelée tenseur des déformations.



3.2.3.2. Tenseur de déformation

a) Allongement unitaire ou dilatation

Considérons deux points M et N du solide voisins l'un de l'autre. Au cours de la mise en charge, le point M vient en M' et le point N en N' (figure 3.6) Soit \vec{n} le vecteur unitaire lié à la direction MN .On appelle allongement unitaire en M dans la direction \vec{n} la quantité

$$\epsilon(M, \vec{n}) = \lim_{N \rightarrow M} \frac{M'N' - MN}{MN} \tag{3, 31}$$

Soient a, b, c les composantes de \vec{n} et l la longueur de la fibre MN d'où :

$$\vec{MN} = l \vec{n} = l \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = l [n]$$

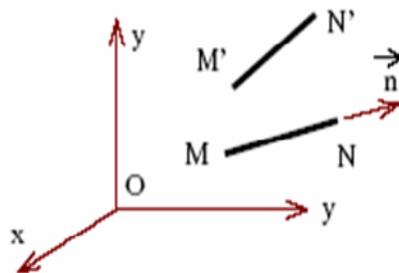


Figure 3.6 : Déplacements d'un point du solide.

Evaluons la quantité dMN^2 :

$$dMN^2 = d(\vec{MN} \cdot \vec{MN}) \tag{3, 32}$$

$$= 2\vec{MN} \cdot d\vec{MN} = 2l^2 [n]^T [E] [n]$$

$$dMN^2 = dl^2 \tag{3, 33}$$

D'autre part:

$$= 2ldl = 2l^2 \epsilon(M, \vec{n})$$

On obtient finalement :

$$\varepsilon (M, \vec{n}) = [\mathbf{n}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{n}] = a^2 \varepsilon_1 + b^2 \varepsilon_2 + c^2 \varepsilon_3 + 2ab \varepsilon_{12} + 2ac \varepsilon_{13} + 2bc \varepsilon_{23} \quad (3, 34)$$

Remarque: si $\vec{n} = \vec{X}$ on obtient : $\varepsilon (M, \vec{X}) = \varepsilon_1$. De même : $\varepsilon (M, \vec{Y}) = \varepsilon_2$, $\varepsilon (M, \vec{Z}) = \varepsilon_3$

Les quantités ε_1 , ε_2 et ε_3 représentent donc respectivement l'allongement unitaire en M dans les directions \vec{X} , \vec{Y} et \vec{Z} .

b) Glissement (déformation angulaire)

Soient deux points N_1 et N_2 voisins de M et tels que les directions MN_1 et MN_2 soient orthogonales. Soient \vec{n}_1 et \vec{n}_2 les vecteurs unitaires associés à ces deux directions.

Au cours de la mise en charge les points M, N_1 et N_2 deviennent respectivement en M' , N'_1 et N'_2 . Soit α l'angle que font entre eux les deux vecteurs MN'_1 et MN'_2 (Figure 3.7).

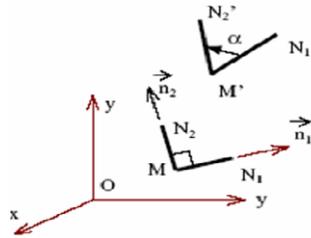


Figure 3.7 : Déformation angulaire.

On appelle glissement en M dans les directions \vec{n}_1 et \vec{n}_2 , la quantité :

$$\gamma (M, \vec{n}_1, \vec{n}_2) = \lim_{\substack{N_1 \rightarrow N \\ N_2 \rightarrow N}} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \quad (3, 35)$$

Posons: $MN_1 = l_1$, $MN_2 = l_2$, $\vec{n}_1 = \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{bmatrix}$, $\vec{n}_2 = \begin{bmatrix} a_2 \\ b_2 \\ c_2 \end{bmatrix}$ (3, 36)

On a donc : $\overrightarrow{MN}_1 = l_1 \vec{n}_1 = l_1 \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{bmatrix}$, $\overrightarrow{MN}_2 = l_2 \vec{n}_2 = l_2 \begin{bmatrix} a_2 \\ b_2 \\ c_2 \end{bmatrix}$ (3, 37)

Soit φ l'angle que font entre eux les vecteurs \overrightarrow{MN}_1 et \overrightarrow{MN}_2

Evaluons la quantité $d(\overrightarrow{MN}_1 \text{ et } \overrightarrow{MN}_2)$:

$$\begin{aligned} d(\overrightarrow{MN}_1 \text{ et } \overrightarrow{MN}_2) &= d(l_1 l_2 \cos \varphi) \\ &= d(l_1 l_2) \cos \varphi - l_1 l_2 \sin \varphi d\varphi = -l_1 l_2 \gamma (M, \vec{n}_1, \vec{n}_2) \quad \text{car } \varphi = \frac{\pi}{2} \end{aligned} \quad (3, 38)$$

$$\begin{aligned}
 \text{D'autre part : } d(\overrightarrow{MN_1}, \overrightarrow{MN_2}) &= d\overrightarrow{MN_1} \cdot \overrightarrow{MN_2} + \overrightarrow{MN_1} \cdot d\overrightarrow{MN_2} \\
 &= 2l_1 l_2 [n_1]^T [E] [n_2]
 \end{aligned} \tag{3, 39}$$

$$\text{On déduit } \gamma(M, \overrightarrow{n_1}, \overrightarrow{n_2}) = 2[n_1]^T [E] [n_2] \tag{3, 40}$$

Soit :

$$\gamma(M, \overrightarrow{n_1}, \overrightarrow{n_2}) = 2[a_1 a_2 \varepsilon_1 + b_1 b_2 \varepsilon_2 + c_1 c_2 \varepsilon_3 + (a_1 b_2 + a_2 b_1) \varepsilon_{12} + (a_2 b_3 + a_3 b_2) \varepsilon_{23} + (a_3 b_1 + a_1 b_3) \varepsilon_{13}] \tag{3, 41}$$

Remarque: si $n_1 = \vec{X}$ et $n_2 = \vec{Y}$, l'expression ci-dessus se réduit à :

$$\gamma(M, \vec{X}, \vec{Y}) = \gamma_{12} = 2\varepsilon_{12}.$$

$$\text{De même : } \gamma(M, \vec{X}, \vec{Z}) = \gamma_{13} = 2\varepsilon_{13} \text{ et } \gamma(M, \vec{Y}, \vec{Z}) = \gamma_{23} = 2\varepsilon_{23}.$$

Les quantités : γ_{12} , γ_{13} et γ_{23} représentent donc respectivement le glissement en M dans les directions (\vec{X}, \vec{Y}) , (\vec{X}, \vec{Z}) , (\vec{Y}, \vec{Z})

3.2.3.3. Déformations principales

L'analyse faite sur le tenseur des contraintes pour déterminer les contraintes principales peut être faite de façon analogue pour déterminer les déformations principales. Le tenseur $[\varepsilon_{ij}]$ étant un tenseur symétrique du second ordre, il a trois déformations principales dans le repère principal, le tenseur des déformations principales s'écrit simplement [15]:

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix} \tag{3, 42}$$

D'après la signification dégagée plus haut des composantes $[\varepsilon]$, il ressort que

- les déformations principales représentent les dilatations linéaires dans les directions principales.
- les directions principales ne subissent aucune distorsion, les plans principaux restent orthogonaux après déformation.

3.3. Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP2000

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

La modélisation avec le SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie du model ;
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés ;
- Définition et affectation des sections aux model ;
- Encastrement des fondations ;
- Définition des charges statiques ;
- Chargement de la structure ;
- Définition de la masse sismique ;
- Affectation des diaphragmes ;
- Définition et chargement de spectre de réponses ;
- Définition des charges sismiques ;
- Définition des combinaisons ;
- Analyse da la structure.

Chapitre 4:
PRESENTATION ET ANALYSE
DES RESULTATS

Après avoir lancé l'analyse, on procède à l'exploitation des résultats en faisant une étude comparative.

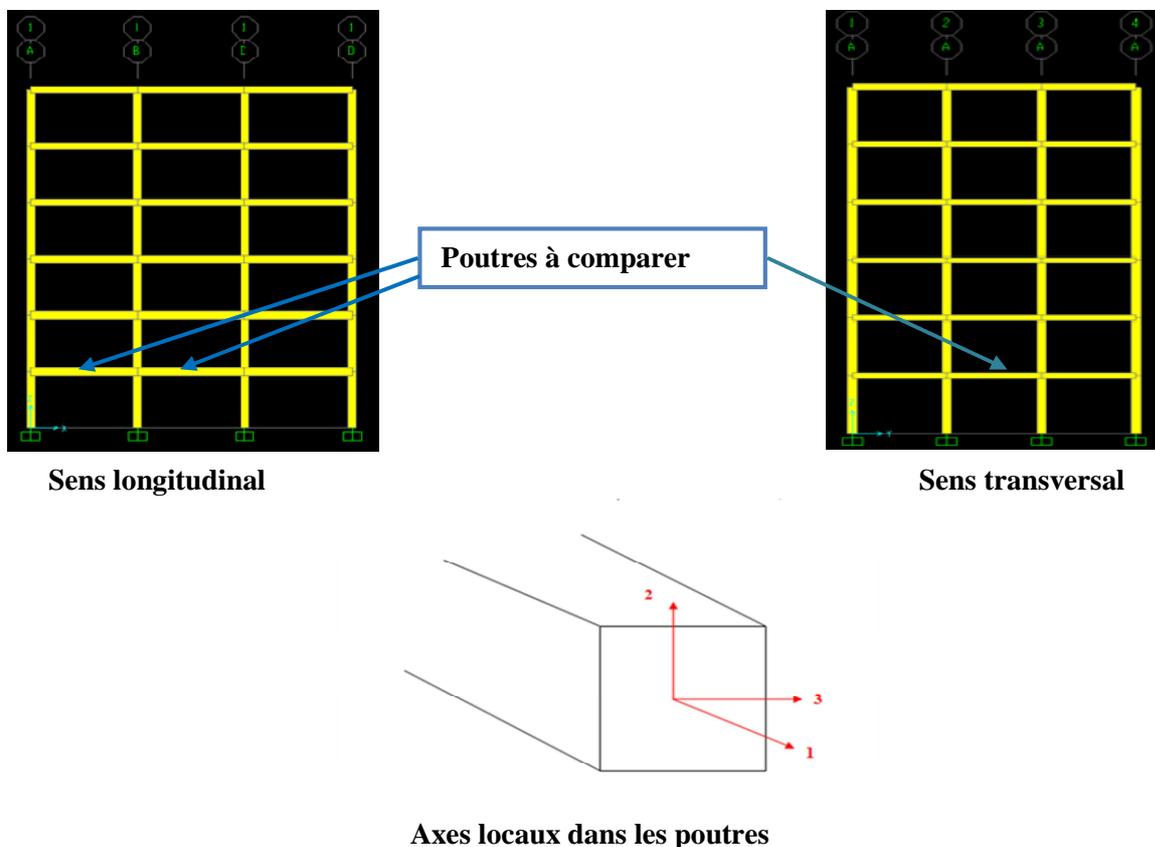
On compare entre les trois variantes en tenant compte des résultats suivants:

- Efforts internes dans les éléments structuraux (poteaux et poutres) ;
- Déplacements inter-étage relatifs et absolus ;
- Le comportement dynamique ;
- Les contraintes dans les voiles.

4.1. Analyse des résultats des efforts internes dans les poutres

L'objectif de cette analyse, est d'effectuer une étude comparative des efforts internes à savoir les moments en travée et en appui ainsi que l'effort tranchant, les plus défavorables agissant dans les poutres, et ceci sous différentes combinaisons d'action (ELU, ELS et les combinaisons accidentelles).

On compare les efforts internes dans les poutres principales du RDC (une poutre intermédiaire et une de rive), puis ceux dans la poutre secondaire du même étage (voir figure ci-après).



4.1.1. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre principale intermédiaire (portique 1-1)

Interprétation des résultats

a) Moment fléchissant

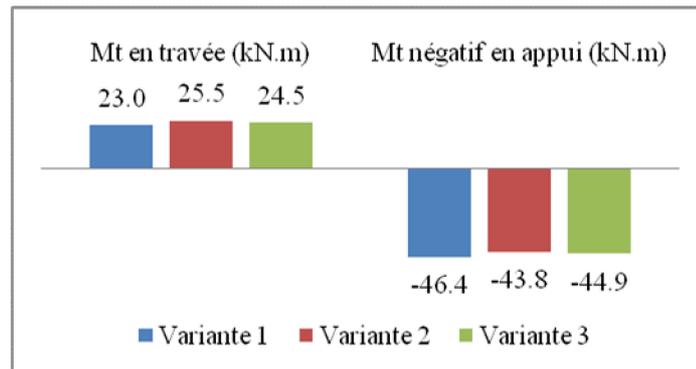


Figure 4.1: Moments dans la poutre principale intermédiaire à l'ELU.

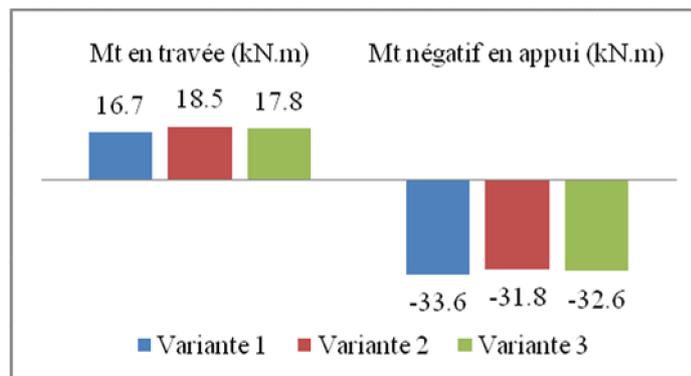


Figure 4.2 : Moments dans la poutre principale intermédiaire à l'ELS.

D'après les figures 4.1 et 4.2, on constate que : la valeur des moments est proche dans les trois variantes de structures, sous les combinaisons de l'ELU et l'ELS.

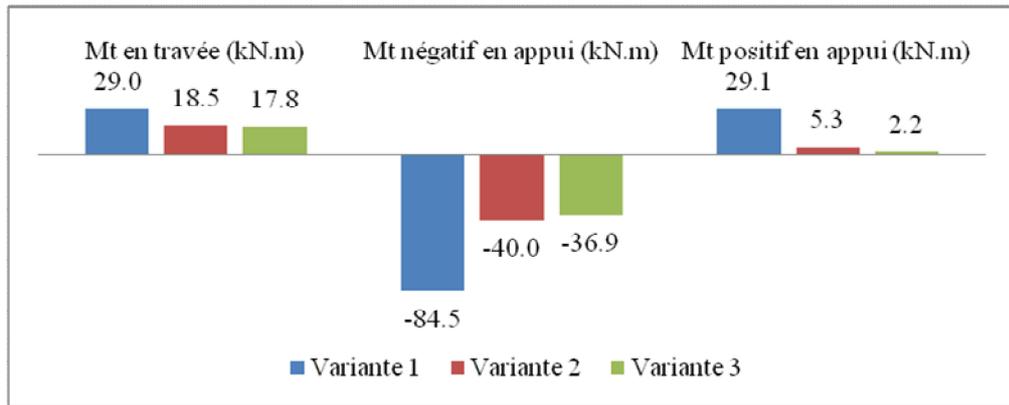


Figure 4.3 : Moments dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison GQEx.

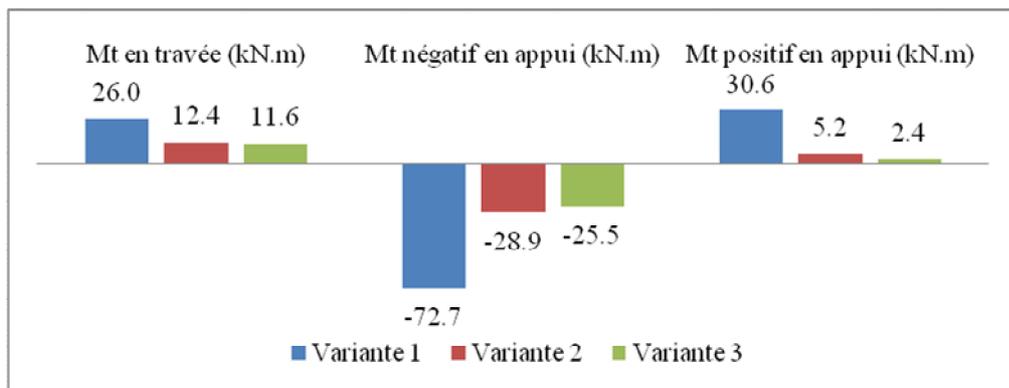


Figure 4.4 : Moments dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison 0.8GEx.

D’après les figures 4.3 et 4.4 : on constate une diminution de la valeur des moments, tel que elle est importante dans la première variante, et diminue légèrement entre les deux autres, sous les combinaisons GQEx et 0.8GEx.

b) Effort tranchant

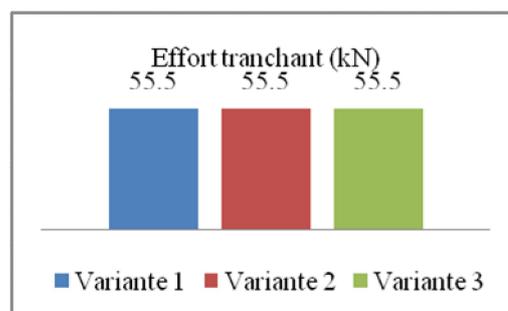


Figure 4.5: Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire à l'ELU.

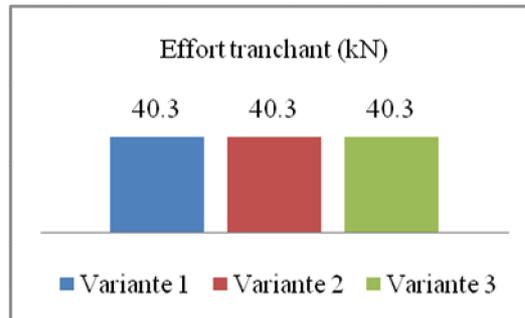


Figure 4.6 : Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire à l'ELS.

D'après les figures 4.5 et 4.6, la valeur de l'effort tranchant est la même dans les trois variantes, sous les combinaisons de l'ELU et l'ELS.

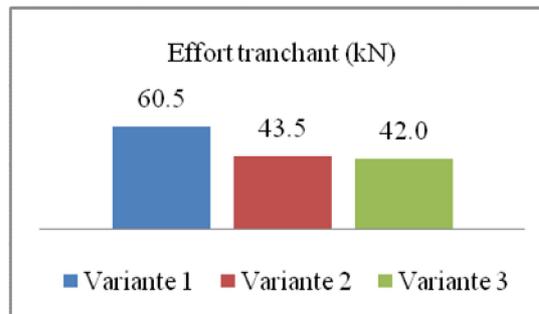


Figure 4.7 : Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison GQEx.

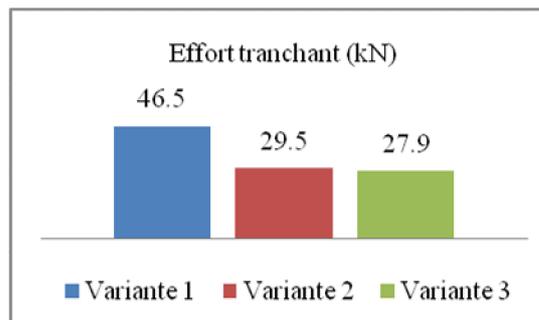


Figure 4.8 : Effort tranchant dans la poutre principale intermédiaire sous la combinaison 0.8GEx.

D'après les figures 4.7 et 4.8, on constate une diminution de la valeur de l'effort tranchant, tel qu'elle est importante dans la première variante, et diminue légèrement entre les deux autres, sous les combinaisons GQEx et 0.8GEx.

4.1.2. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre secondaire (portique A-A)

Interprétation des résultats

a) Moment fléchissant

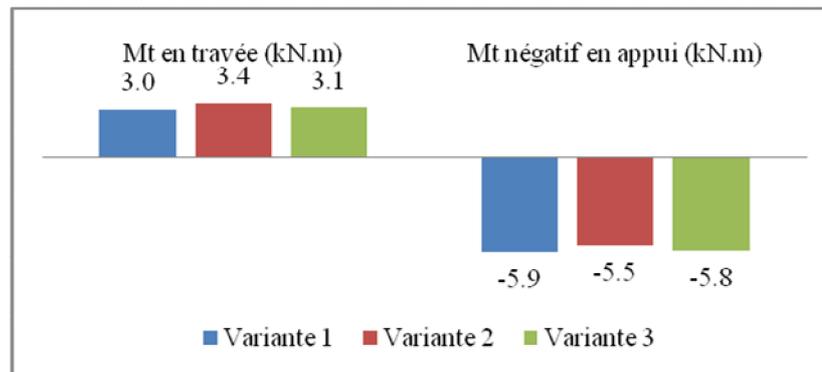


Figure 4.9: Moments dans la poutre secondaire à l'ELU.

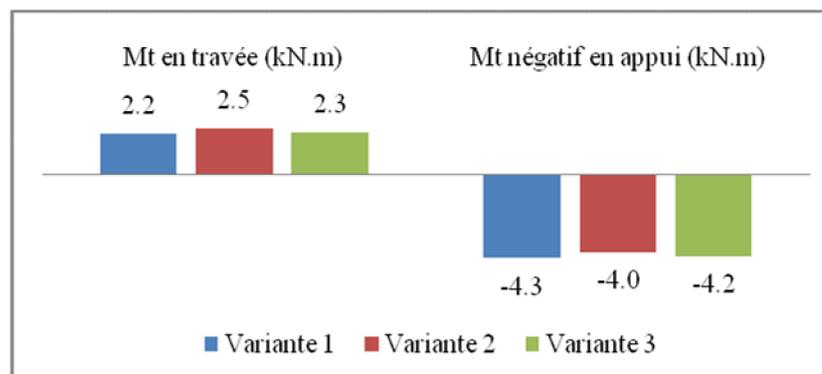


Figure 4.10 : Moments dans la poutre secondaire à l'ELS.

D'après les figures 4.9 et 4.10, on constate que : la valeur des moments est proche dans les trois variantes, sous les combinaisons de l'ELU et l'ELS.

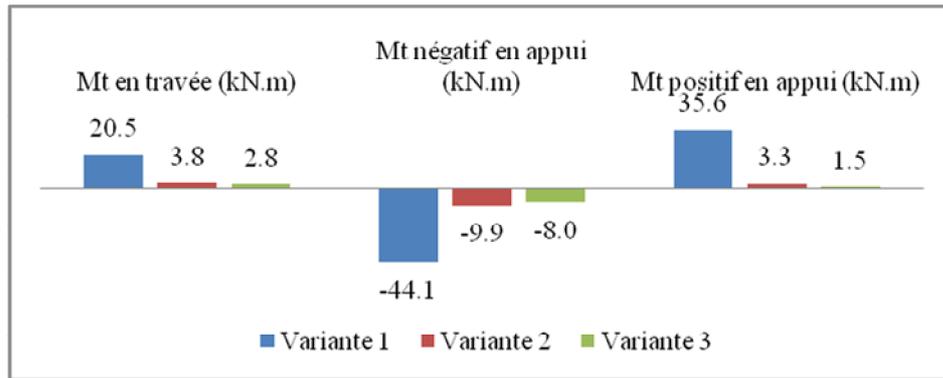


Figure 4.11 : Moments dans la poutre secondaire sous la combinaison GQEy.

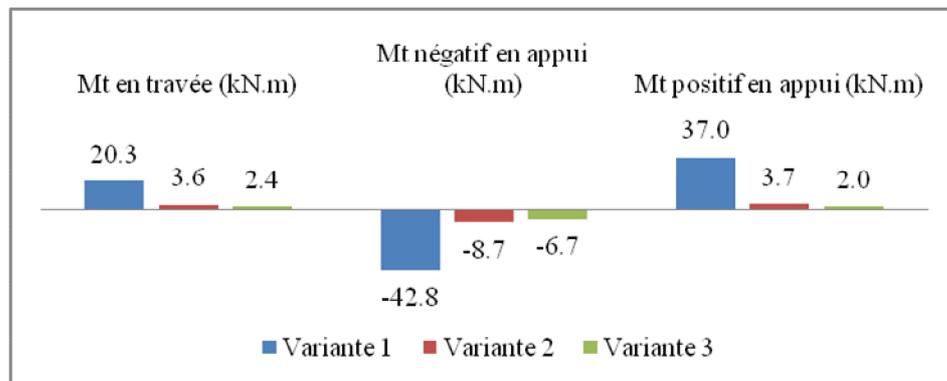


Figure 4.12 : Moments dans la poutre secondaire sous la combinaison 0.8GEy.

D'après les figures 4.11 et 4.12, on constate une diminution de la valeur des moments, elle est importante dans la première variante par rapport au deux autres où le moment diminue légèrement, sous les combinaisons GQEy et 0.8GEy.

b) Effort tranchant

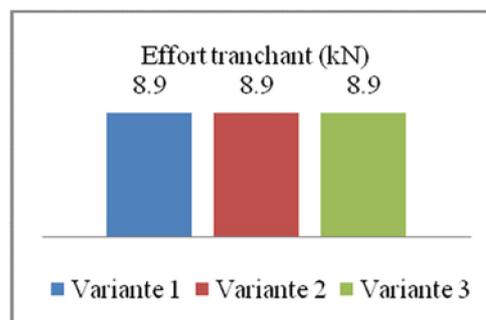


Figure 4.13 : Effort tranchant dans la poutre secondaire à l'ELU.

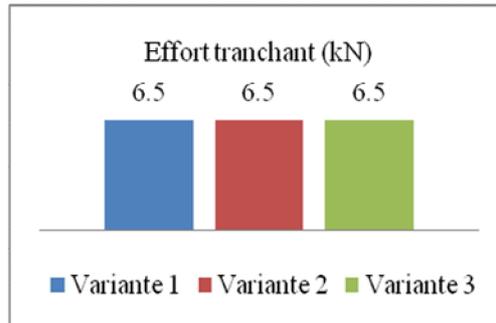


Figure 4.14 : Effort tranchant dans la poutre secondaire à l'ELS.

D'après les figures 4.13 et 4.14, on constate que : la valeur de l'effort tranchant est la même dans les trois variantes de structures, sous la combinaison de l'ELU et l'ELS.

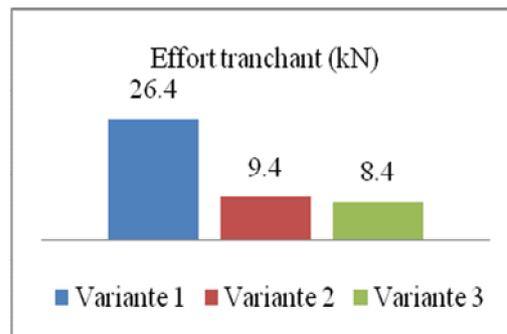


Figure 4.15 : Effort tranchant dans la poutre secondaire sous la combinaison GQEy.

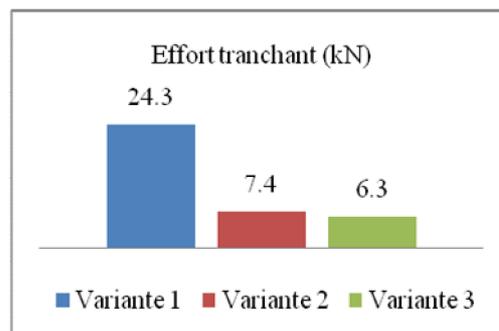


Figure 4.16 : Effort tranchant dans la poutre secondaire sous la combinaison 0.8GEy.

D'après la figure 4.15 et 4.16, on constate une diminution de la valeur de l'effort tranchant, elle est importante dans la variante 1 par rapport aux deux autres où l'effort diminue légèrement, sous les combinaisons GQEy et 0.8GEy.

4.1.3. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre principale de rive (portique 1-1)

Interprétation des résultats

a) Moment fléchissant

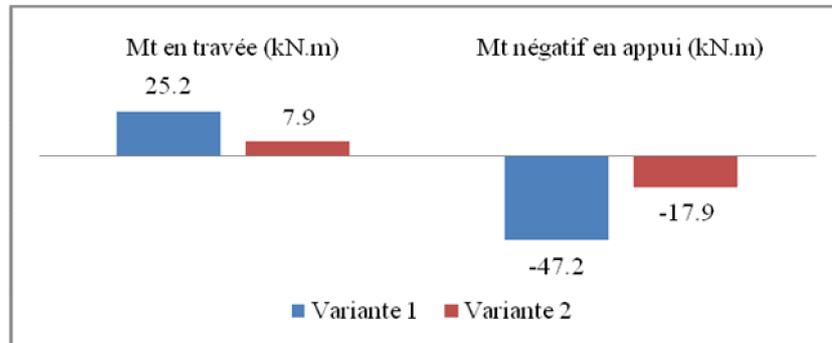


Figure 4.17: Moments dans la poutre principale de rive à l'ELU.

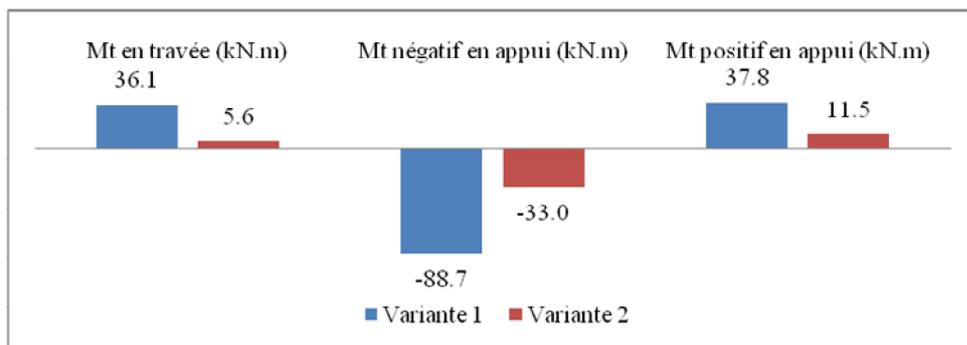


Figure 4.18 : Moments dans la poutre principale de rive sous la combinaison GQEx.

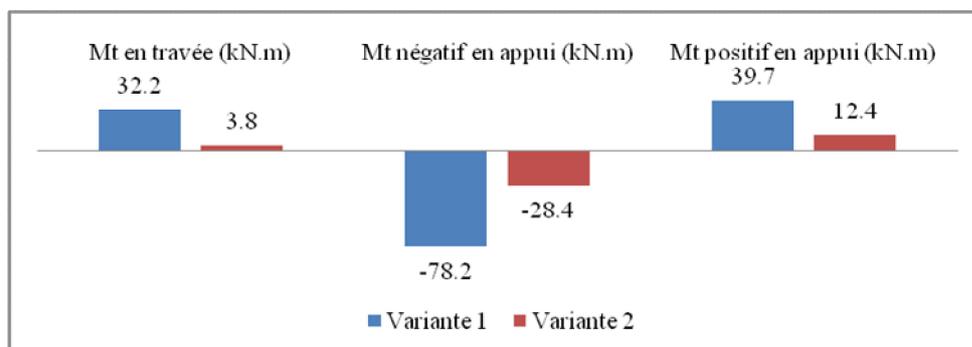


Figure 4.19 : Moments dans la poutre principale de rive sous la combinaison 0.8GEx.

D'après les figures 4.17, 4.18 et 4.19 : on constate une diminution des moments sous toutes les combinaisons de l'ELU, GQEx et 0.8GEx.

b) Effort tranchant

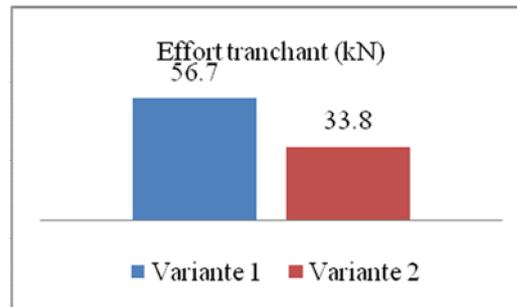


Figure 4.20: Effort tranchant dans la poutre principale de rive à l'ELU.

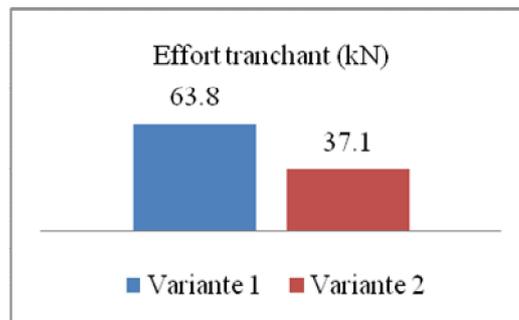


Figure 4.21 : Effort tranchant dans la poutre principale de rive sous la combinaison GQEx.

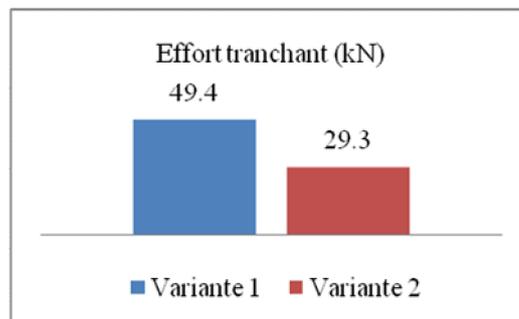
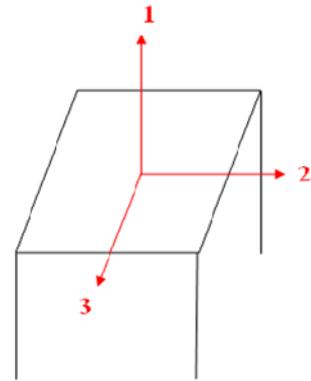
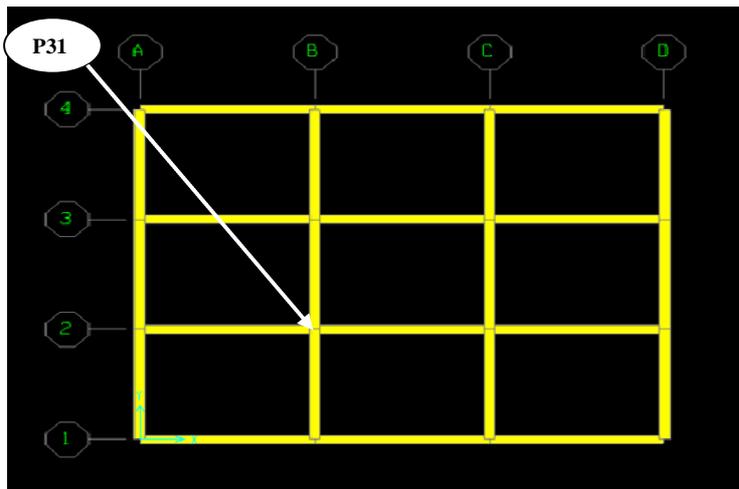


Figure 4.22 : Effort tranchant dans la poutre principale de rive sous la combinaison 0.8GEx.

D'après les figures 4.20, 4.21 et 4.22, la valeur de l'effort tranchant diminue d'une variante à une autre, sous toutes les combinaisons de l'ELU, GQEx et 0.8GEx.

4.2. Analyse des résultats des efforts internes dans le poteau

Cette analyse consiste en la comparaison des efforts internes (efforts normaux, efforts tranchants et les moments fléchissant), dans le poteau P31 du RDC (voir figure ci dessous), cela sous les différentes combinaisons à savoir l'ELU, l'ELS et les combinaisons accidentelles.



Axe locaux dans le poteau

Interprétation des résultats

a) Effort normal

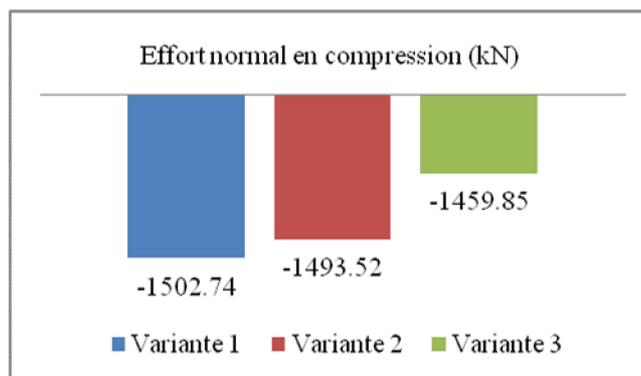


Figure 4.23: Efforts normaux dans le poteau à l'ELU.

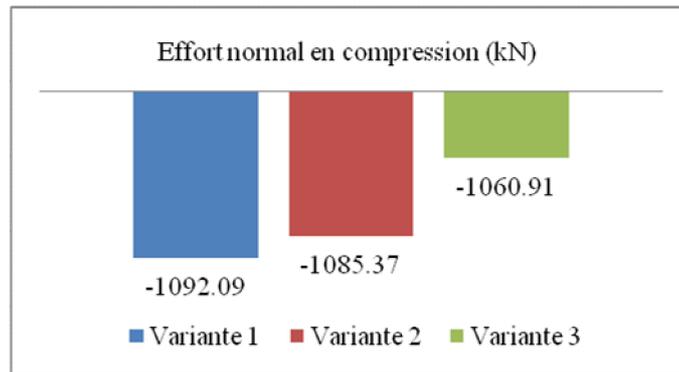


Figure 4.24: Efforts normaux dans le poteau à l'ELS.

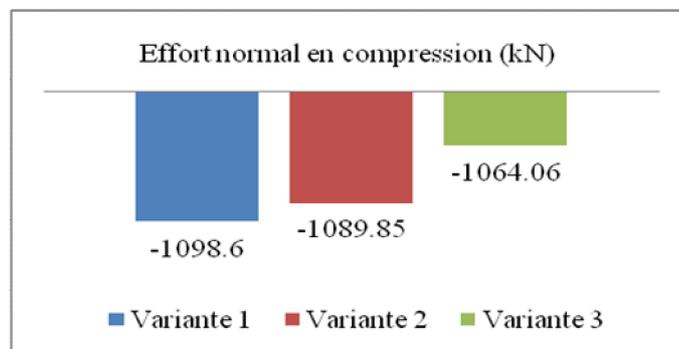


Figure 4.25 : Efforts normaux dans le poteau sous GQEx.

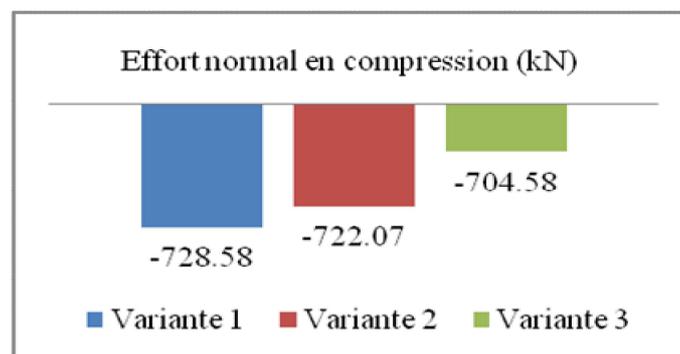


Figure 4.26 : Efforts normaux dans le poteau sous la combinaison 0.8GEx.

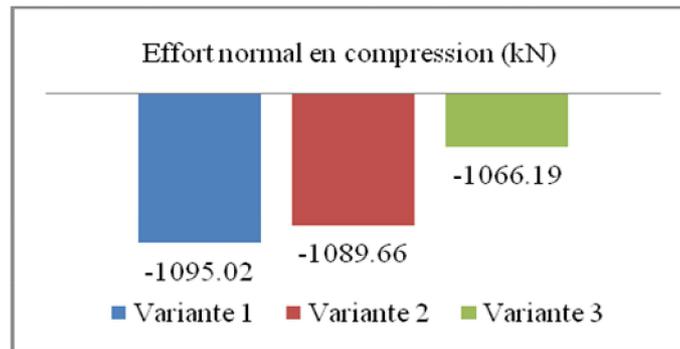


Figure 4.27 : Efforts normaux dans le poteau sous la combinaison GQEy.

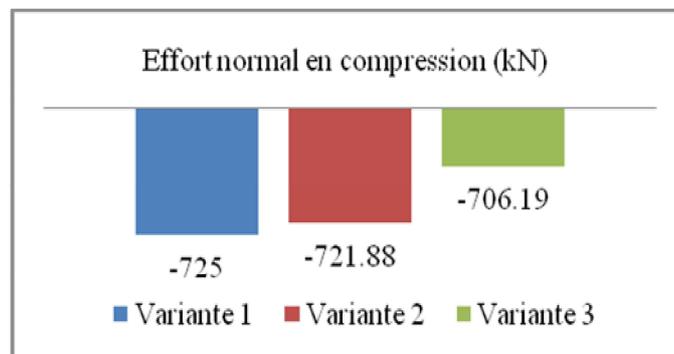


Figure 4.28 : Efforts normaux dans le poteau sous la combinaison 0.8GEy.

D’après les figures 4.23, 4.24, 4.25, 4.26, 4.27 et 4.28, on constate une diminution de l’effort maximal de compression d’une variante à une autre, sous toutes les combinaisons considérées.

b) Moment fléchissant

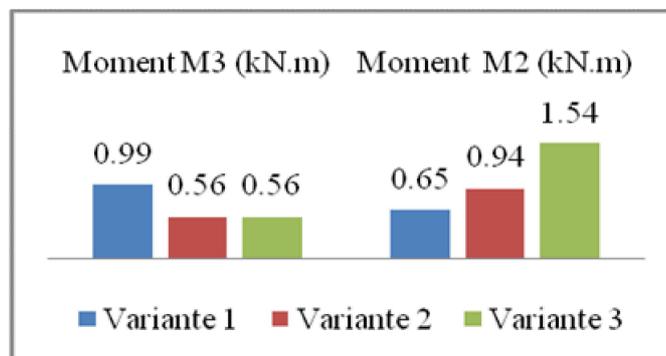


Figure 4.29 : Moments dans le poteau à l'ELU.

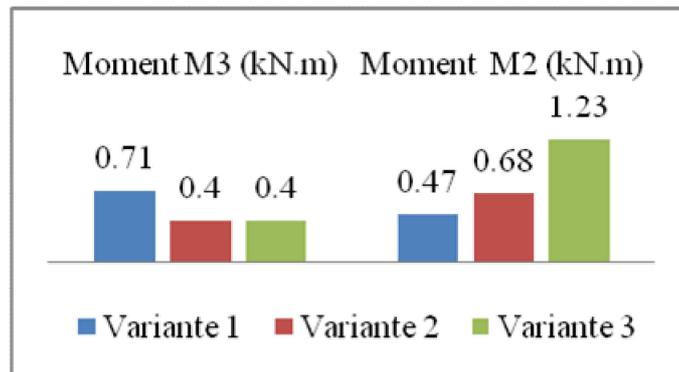


Figure 4.30: Moments dans le poteau à l'ELS.

D'après les figures 4.29 et 4.30, les valeurs de moments M_2 et M_3 sont très faibles dans les trois variantes, sous les combinaisons de l'ELU et l'ELS.

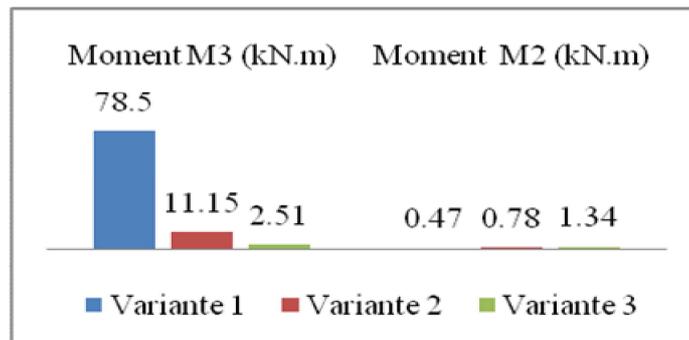


Figure 4.31 : Moments dans le poteau sous la combinaison GQEx.

D'après la figure 4.31, valeur importante de moment M_3 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où le moment diminue légèrement, sous la combinaison GQEx ; par contre on remarque que les valeurs de moment M_2 sont très faibles sous la même combinaison.

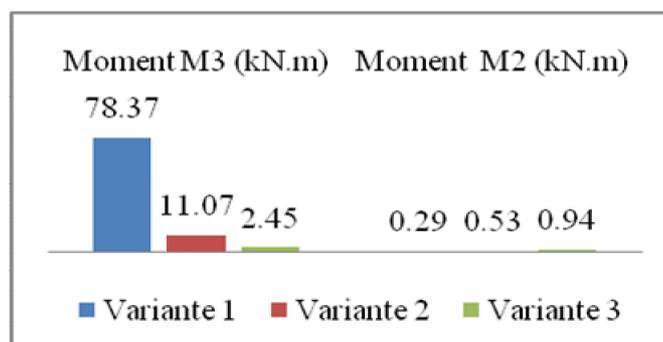


Figure 4.32 : Moments dans le poteau sous la combinaison 0.8GEx.

D'après la figure 4.32, valeur importante de moment M_3 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où le moment diminue légèrement, sous la combinaison 0.8GEx ; par contre on remarque que les valeurs de moment M_2 sont très faibles sous la même combinaison.

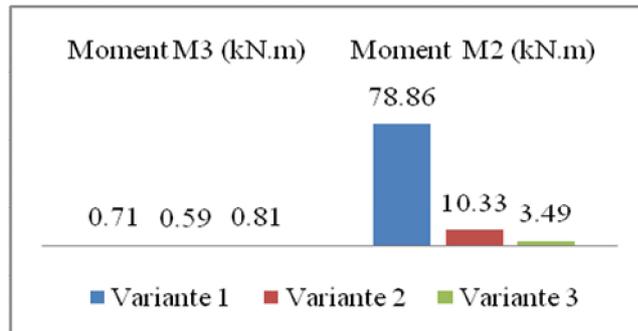


Figure 4.33 : Moments dans le poteau sous la combinaison GQEy.

D'après la figure 4.33, valeur importante de moment M_2 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où le moment diminue légèrement, sous la combinaison GQEy ; par contre on remarque que les valeurs de moment M_3 sont très faibles sous la même combinaison.

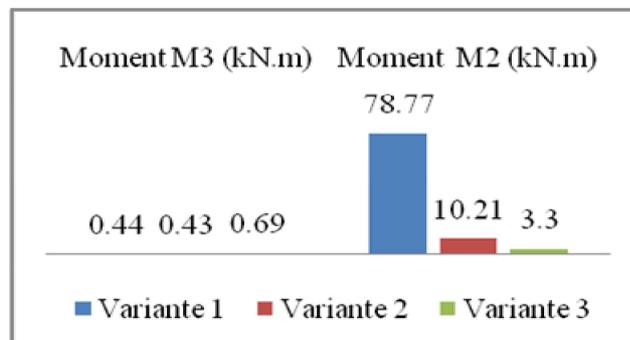


Figure 4.34 : Moments dans le poteau sous la combinaison 0.8GEy.

D'après la figure 4.34, valeur importante de moment M_2 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où le moment diminue légèrement, sous la combinaison 0.8GEy ; par contre on remarque que les valeurs de moment M_3 sont très faibles sous la même combinaison.

c) Effort tranchant

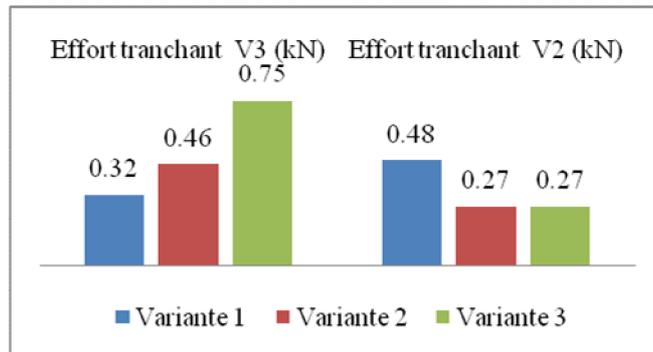


Figure 4.35 : Efforts tranchants dans le poteau à l'ELU.

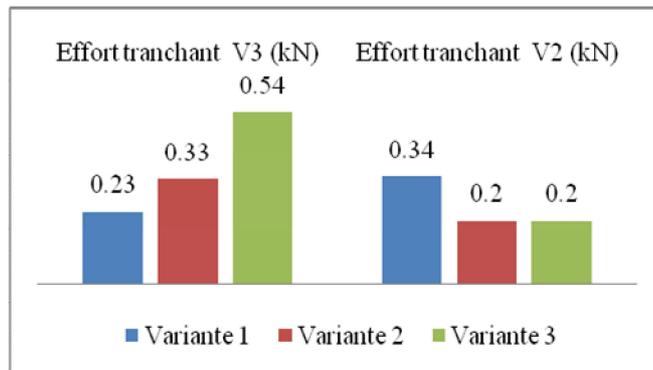


Figure 4.36: Efforts tranchants dans le poteau à l'ELS.

On constate d'après les figures 4.35 et 4.36, que les valeurs des efforts tranchants V_2 et V_3 sont très faibles dans les trois variantes, sous les combinaisons de l'ELU et l'ELS.

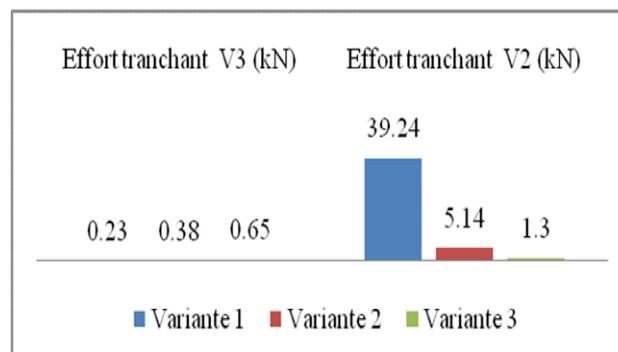


Figure 4.37 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison GQEx.

D'après la figure 4.37, valeur importante de l'effort tranchant V_2 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où l'effort tranchant diminue légèrement, sous la combinaison GQEx; par contre on remarque que les valeurs de l'effort V_3 sont très faibles sous la même combinaison.

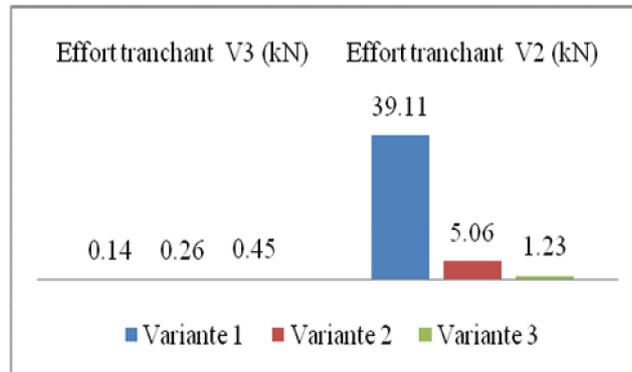


Figure 4.38 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison 0.8GEx.

D'après la figure 4.38, valeur importante de l'effort tranchant V_2 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où l'effort tranchant diminue légèrement, sous la combinaison 0.8GEx; par contre on remarque que les valeurs de l'effort V_3 sont très faibles sous la même combinaison.

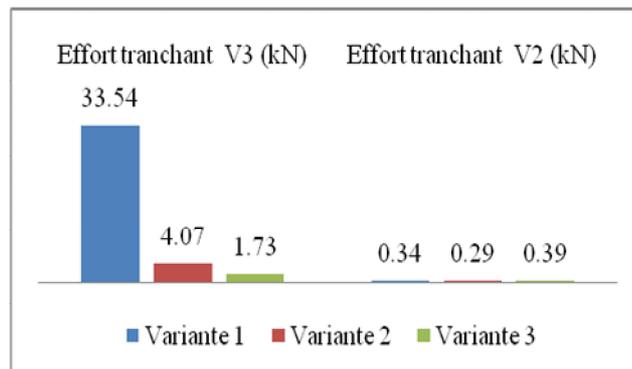


Figure 4.39 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison GQEy.

D'après la figure 4.39, valeur importante de l'effort tranchant V_3 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où l'effort tranchant diminue légèrement, sous la combinaison GQEy; par contre on remarque que les valeurs de l'effort V_2 sont très faibles sous la même combinaison.

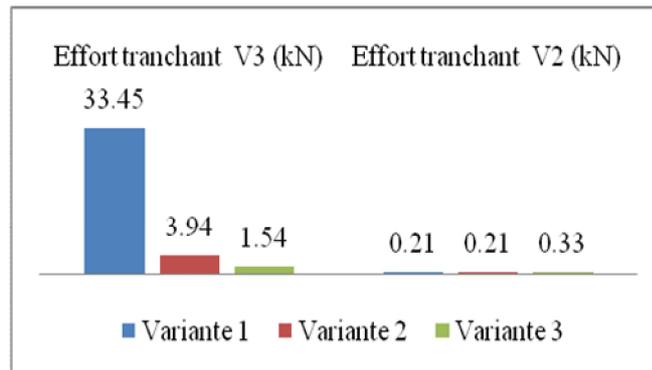


Figure 4.40 : Efforts tranchants dans le poteau sous la combinaison 0.8GEy.

D’après la figure 4.40, valeur importante de l’effort tranchant V_3 dans la variante 1 par rapport aux deux autres où l’effort tranchant diminue légèrement, sous la combinaison 0.8GEy; par contre on remarque que les valeurs de l’effort V_2 sont très faibles sous la même combinaison.

Conclusion

L’augmentation de la rigidité de la structure avec les voiles diminue la valeur des moments et efforts tranchants ainsi que les efforts normaux agissant sur ses éléments (poteaux et poutres).

La variation de la largeur des voiles (passage de la 2^{ème} variante à 3^{ème} variante) n’as pas de grand effet sur la valeur des efforts internes à savoir les moments fléchissant et efforts tranchant.

Les voiles reprennent les charges verticales et horizontales.

4.3. Analyse des déplacements

L’une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003** [7], concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l’article **5.10** :

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

$$\bar{\Delta}_k = h/100$$

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

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

Avec δ_{ex}^k : Déplacement absolu selon x (à partir du sap 2000).

δ_{ey}^k : Déplacement absolu selon y (à partir du sap 2000).

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par apport au niveau k-1 dans le sens x.

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par apport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement relatif admissible.

Dans notre cas $\bar{\Delta}_k = h/100 = 3.06/100 = 0.0306 \text{ m} = \mathbf{3.06 \text{ cm}}$.

R : coefficient de comportement global de la structure.

R= 3.5 structure auto stable.

R= 5 structure mixte.

a) Variante 1

Niv	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\bar{\Delta}_k$	Obs
1	0.2683	0.3098	3.5	0.9391	1.0843	0.9391	1.0843	3.06	Condition vérifiée
2	0.6841	0.8465	3.5	2.3944	2.9628	1.4553	1.8785	3.06	Condition vérifiée
3	1.0775	1.3784	3.5	3.7713	4.8244	1.3769	1.8617	3.06	Condition vérifiée
4	1.4031	1.8284	3.5	4.9109	6.3994	1.1396	1.5750	3.06	Condition vérifiée
5	1.6400	2.1638	3.5	5.7400	7.5733	0.8292	1.1739	3.06	Condition vérifiée
6	1.7792	2.3754	3.5	6.2272	8.3139	0.4872	0.7406	3.06	Condition vérifiée

Tableau 4.1: Déplacement absolu et relatif de la Variante 1.

b) Variante 2

Niv	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\bar{\Delta}_k$	Obs
1	0.0411	0.0428	5	0.2055	0.2140	0.2055	0.2140	3.06	Condition vérifiée
2	0.1307	0.1385	5	0.6535	0.6925	0.4480	0.4785	3.06	Condition vérifiée
3	0.2458	0.2637	5	1.2290	1.3185	0.5755	0.6260	3.06	Condition vérifiée
4	0.3702	0.4015	5	1.8510	2.0075	0.6220	0.6890	3.06	Condition vérifiée
5	0.4932	0.5402	5	2.4660	2.7010	0.6150	0.6935	3.06	Condition vérifiée
6	0.6089	0.6728	5	3.0445	3.3640	0.5785	0.6630	3.06	Condition vérifiée

Tableau 4.2 : Déplacement absolu et relatif de la Variante 2.

c) Variante 3

Niv	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\bar{\Delta}_k$	Obs
1	0.0083	0.0121	5	0.0415	0.0605	0.0415	0.0605	3.06	Condition vérifiée
2	0.0236	0.0358	5	0.1180	0.1790	0.0765	0.1185	3.06	Condition vérifiée
3	0.0434	0.0671	5	0.2170	0.3355	0.0990	0.1565	3.06	Condition vérifiée
4	0.0657	0.1027	5	0.3285	0.5135	0.1115	0.1780	3.06	Condition vérifiée
5	0.0890	0.1400	5	0.4450	0.7000	0.1165	0.1865	3.06	Condition vérifiée
6	0.1119	0.1770	5	0.5595	0.8850	0.1145	0.1850	3.06	Condition vérifiée

Tableau 4.3 : Déplacement absolu et relatif de la Variante 3.

D’après les tableaux 4.1, 4.2 et 4.3, on constate que :

- La condition sur le déplacement inter étage est vérifiée pour toutes les variantes.
- Les déplacements absolus diminuent d’une variante à une autre pour tous les étages.

Conclusion

L’augmentation de la rigidité de la structure diminue la valeur des déplacements absolus de tous les étages de la structure.

4.4. Analyse des résultats de comportement dynamique

Le règlement parasismique algérien [7], exige dans le paragraphe 4.3.4 que : la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

a) Variante 1

Modes	Période (s)	% masse x	% masse y	Cumul UX	Cumul UY
Mode 1	1.112494	0	0.80453	0	0.80453
Mode 2	0.899921	0.82025	0	0.82025	0.80453
Mode 3	0.851111	0	0	0.82025	0.80453
Mode 4	0.341651	1.887E-20	0.10767	0.82025	0.9122
Mode 5	0.285209	0.10266	0	0.9229	0.9122
Mode 6	0.2677	0	0	0.9229	0.9122

Tableau 4.4 : Modes propres de la Variante 1.

Les modes de vibration 1 et 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure, le troisième mode est une torsion.

- Les 90% de mobilisation de masse sont atteintes au 5^{ème} mode dans le sens x-x.

- Les 90% de mobilisation de masse sont atteintes au 4^{ème} mode dans le sens y-y

b) Variante 2

Modes	Période (s)	% masse x	% masse y	Cumul UX	Cumul UY
Mode 1	0.528694	0	0.69898	0	0.69898
Mode 2	0.495024	0.70571	0	0.70571	0.69898
Mode 3	0.330356	0	0	0.70571	0.69898
Mode 4	0.121464	8.19E-18	0.18101	0.70571	0.87999
Mode 5	0.117934	0.17478	6.604E-15	0.88049	0.87999
Mode 6	0.077927	5.279E-16	1.486E-13	0.88049	0.87999
Mode 7	0.076348	1.725E-15	2.811E-14	0.88049	0.87999
Mode 8	0.075113	4.4E-15	0.000001788	0.88049	0.87999
Mode 9	0.074607	0.00000185	8.862E-14	0.88049	0.87999
Mode 10	0.072113	1.973E-16	3.325E-14	0.88049	0.87999
Mode 11	0.055402	1.091E-15	0.05733	0.88049	0.93732
Mode 12	0.052858	1.332E-15	1.582E-17	0.88049	0.93732
Mode 13	0.052835	0.00173	2.199E-17	0.88223	0.93732
Mode 14	0.05208	1.47E-14	0.00008111	0.88223	0.9374
Mode 15	0.052071	7.068E-15	2.757E-16	0.88223	0.9374
Mode 16	0.051742	0.05915	8.957E-16	0.94137	0.9374
Mode 17	0.050702	2.371E-14	1.676E-16	0.94137	0.9374
Mode 18	0.050685	1.064E-14	0.0006	0.94137	0.938

Tableau 4.5 : Modes propres de la Variante 2.

- Les 90% de mobilisation de masse sont atteintes au 16^{ème} mode dans le sens x-x.
- Les 90% de mobilisation de masse sont atteintes au 11^{ème} mode dans le sens y-y.

c) Variante 3

Modes	Période (s)	% masse x	% masse y	Cumul UX	Cumul UY
Mode 1	0.247351	7.063E-19	0.67494	7.063E-19	0.67494
Mode 2	0.196741	0.67831	3.954E-17	0.67831	0.67494
Mode 3	0.133259	1.632E-18	6.248E-18	0.67831	0.67494
Mode 4	0.077746	1.16E-15	3.148E-15	0.67831	0.67494
Mode 5	0.074937	7.417E-16	0.0000998	0.67831	0.67504
Mode 6	0.074404	0.00003413	1.2E-15	0.67835	0.67504
Mode 7	0.071924	4.581E-15	7.95E-16	0.67835	0.67504
Mode 8	0.06148	1.443E-16	0.19834	0.67835	0.87338
Mode 9	0.048563	0.21381	2.573E-13	0.89216	0.87338
Mode 10	0.044923	2.112E-13	2.265E-12	0.89216	0.87338
Mode 11	0.04402	3.385E-13	4.203E-13	0.89216	0.87338
Mode 12	0.044007	0.000003807	4.929E-16	0.89216	0.87338
Mode 13	0.041957	1.869E-13	3.778E-13	0.89216	0.87338
Mode 14	0.041931	0.00046	9.152E-14	0.89262	0.87338
Mode 15	0.041897	1.274E-14	0.02157	0.89262	0.89495
Mode 16	0.041559	7.546E-14	2.091E-14	0.89262	0.89495
Mode 17	0.039741	1.104E-12	5.952E-15	0.89262	0.89495
Mode 18	0.039722	6.322E-14	0.00018	0.89262	0.89512
Mode 19	0.039424	1.039E-14	1.313E-13	0.89262	0.89512
Mode 20	0.039421	0.00002384	1.139E-13	0.89265	0.89512
Mode 21	0.036929	6.467E-13	0.00785	0.89265	0.90297
Mode 22	0.036179	7.949E-15	4.386E-14	0.89265	0.90297
Mode 23	0.036014	7.306E-17	9.299E-13	0.89265	0.90297
Mode 24	0.036004	0.00001802	3.617E-15	0.89267	0.90297
Mode 25	0.035542	7.171E-13	0.01242	0.89267	0.91539
Mode 26	0.032798	1.292E-11	0.00384	0.89267	0.91924
Mode 27	0.032398	2.461E-14	4.387E-13	0.89267	0.91924
Mode 28	0.032311	2.343E-13	1.792E-13	0.89267	0.91924
Mode 29	0.032295	8.272E-10	1.909E-13	0.89267	0.91924
Mode 30	0.032191	6.231E-14	1.51E-14	0.89267	0.91924
Mode 31	0.031889	4.259E-13	1.446E-14	0.89267	0.91924
Mode 32	0.031744	0.0003	1.862E-13	0.89297	0.91924
Mode 33	0.031684	3.62E-15	0.00048	0.89297	0.91972
Mode 34	0.031611	1.67E-12	2.094E-13	0.89297	0.91972
Mode 35	0.02941	1.758E-13	0.001	0.89297	0.92072
Mode 36	0.029152	2.422E-14	3.945E-13	0.89297	0.92072
Mode 37	0.029095	6.208E-14	2.514E-13	0.89297	0.92072
Mode 38	0.029084	0.00000378	2.724E-14	0.89297	0.92072
Mode 39	0.027277	5.146E-14	1.227E-14	0.89297	0.92072
Mode 40	0.02715	4.846E-13	0.000001579	0.89297	0.92072
Mode 41	0.027124	0.00001914	1.885E-14	0.89299	0.92072
Mode 42	0.026998	3.163E-15	7.308E-14	0.89299	0.92072
Mode 43	0.02623	0.03616	1.375E-14	0.92915	0.92072
Mode 44	0.024167	6.967E-16	2.268E-13	0.92915	0.92072
Mode 45	0.024154	1.186E-14	0.00032	0.92915	0.92104

Tableau 4.6 : Modes propres de la Variante 3.

- Les 90% de mobilisation de masse sont atteintes au 43^{ème} mode dans le sens x-x.

- Les 90% de mobilisation de masse sont atteintes au 21^{ème} mode dans le sens y-y.

Interprétation des résultats

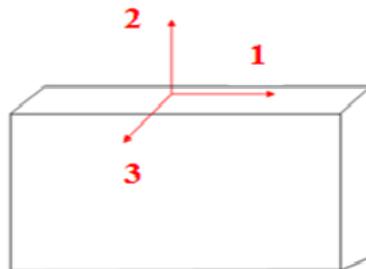
D'après les résultats donnés dans les tableaux 4.4, 4.5 et 4.6, on remarque que d'une variante à une autre le pourcentage 90% de mobilisation de masse est atteint en augmentant le nombre de modes de vibrations.

Conclusion

L'augmentation de la rigidité et la masse (poids des voiles) de la structure (variantes 2 et 3), le pourcentage de la masse participante (90%) est atteint avec l'augmentation de nombre de mode de vibration.

4.5. Résultats des contraintes dans les voiles

Dans cette partie on procède à la comparaison des contraintes σ_{22} et σ_{12} dans les deux types de voiles disposés dans le sens longitudinal (portique 1-1) des variantes 2 et 3, sous les combinaisons de l'ELU et GQEx.



Axes locaux dans les voiles

4.5.1. Représentation graphique des contraintes

Remarque

Dans les figures qui suivent, la variante 2 est à gauche et la variante 3 à droite .

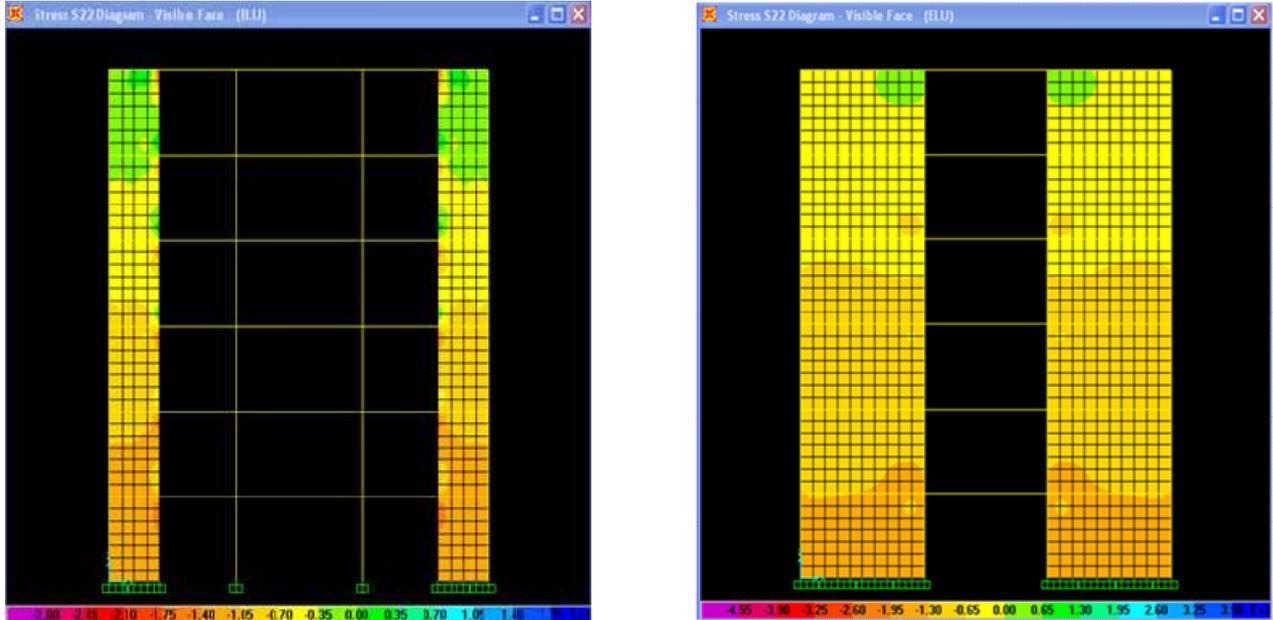


Figure 4.41 : Contraintes σ_{22} dans les variantes 2 et 3 à l'ELU.

On constate d'après la figure 4.41 :

Les contraintes de compression σ_{22} sont fortes à la base des deux types de voiles, et diminuent à leurs sommets .

Apparition de petites zones de traction au sommets des deux types de voiles.

Dans le voile de la variante 2, fortes zones de compression au dessous de la jonction (voile-poutre), et traction au dessus.

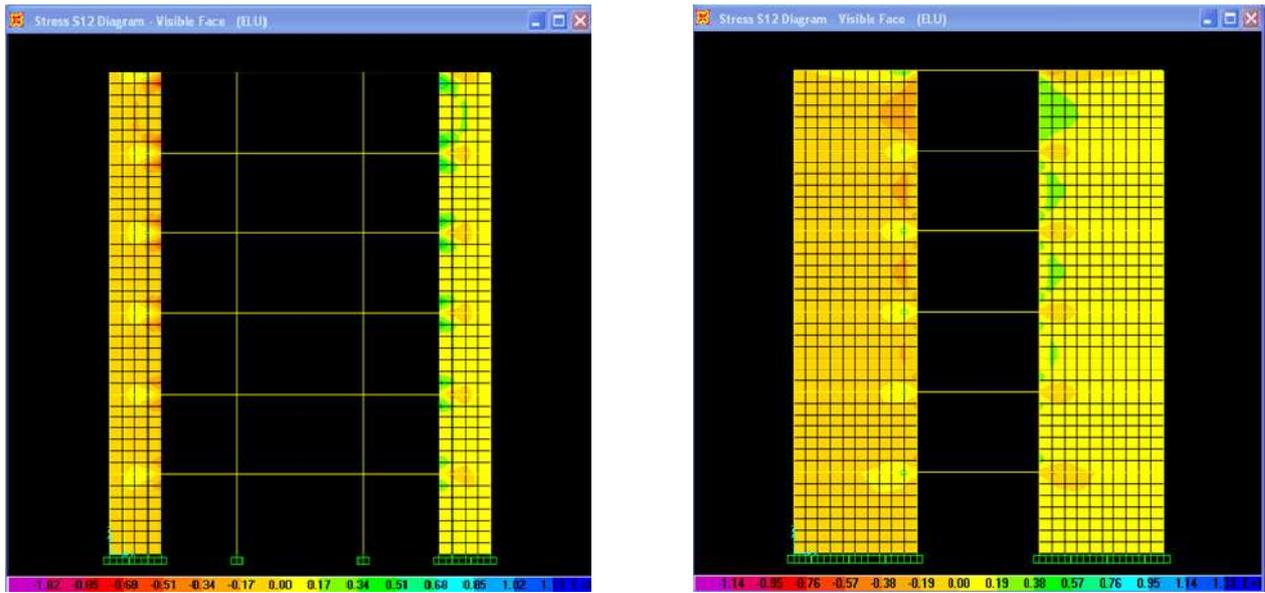


Figure 4.42 : Contraintes σ_{12} dans les voiles des variantes 2 et 3 à l'ELU.

On constate d'après la figure 4.42 :

Les contraintes de cisaillement σ_{12} sont plus importantes au voisinage de la jonction (voile-poutre) de voile de la deuxième variante.

les contraintes de cisaillement sont plus importantes au voisinage de la jonction (voile-poutre) et au niveau de zone de contact (voile-poteau) dans le voile de 5 m.

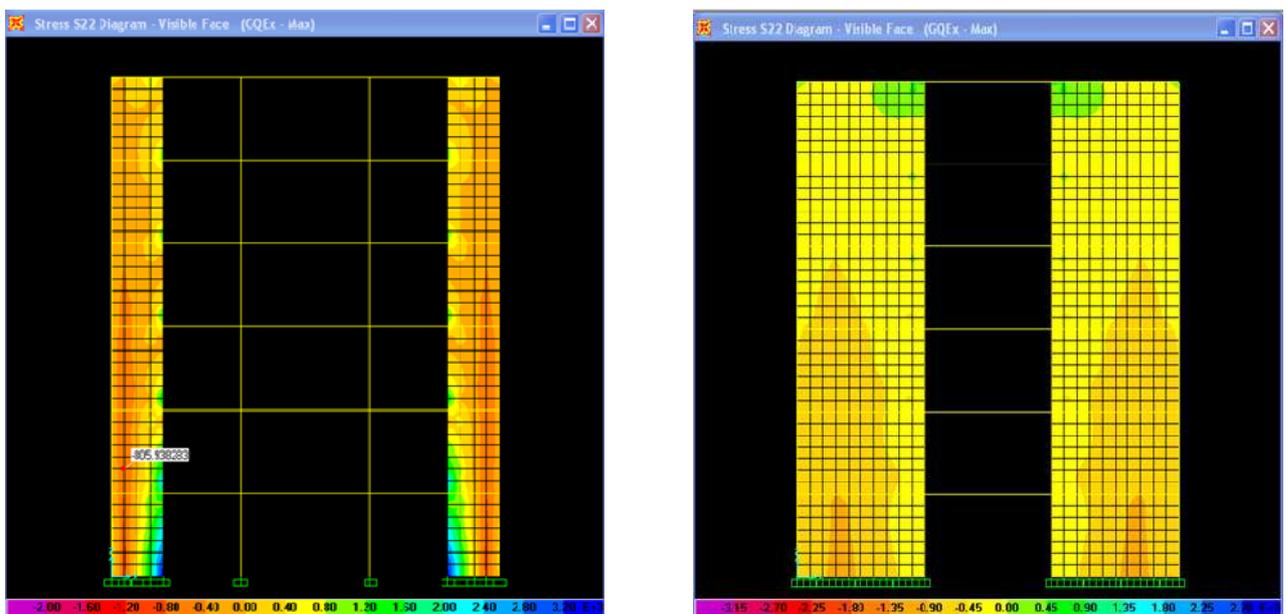


Figure 4.43 : Contraintes σ_{22} dans les voiles des variantes 2 et 3 sous GQEx.

On constate d'après la figure 4.43:

Forte contrainte σ_{22} de compression et de traction à la base du voile de 2 m.

Contraintes importantes au niveau de la jonction (poutre-voile) de voile de 2 m.

Toute la base du voile de 5 m est soumise au contraintes de compression, et diminue à son sommet, où des contraintes de traction apparaissent.

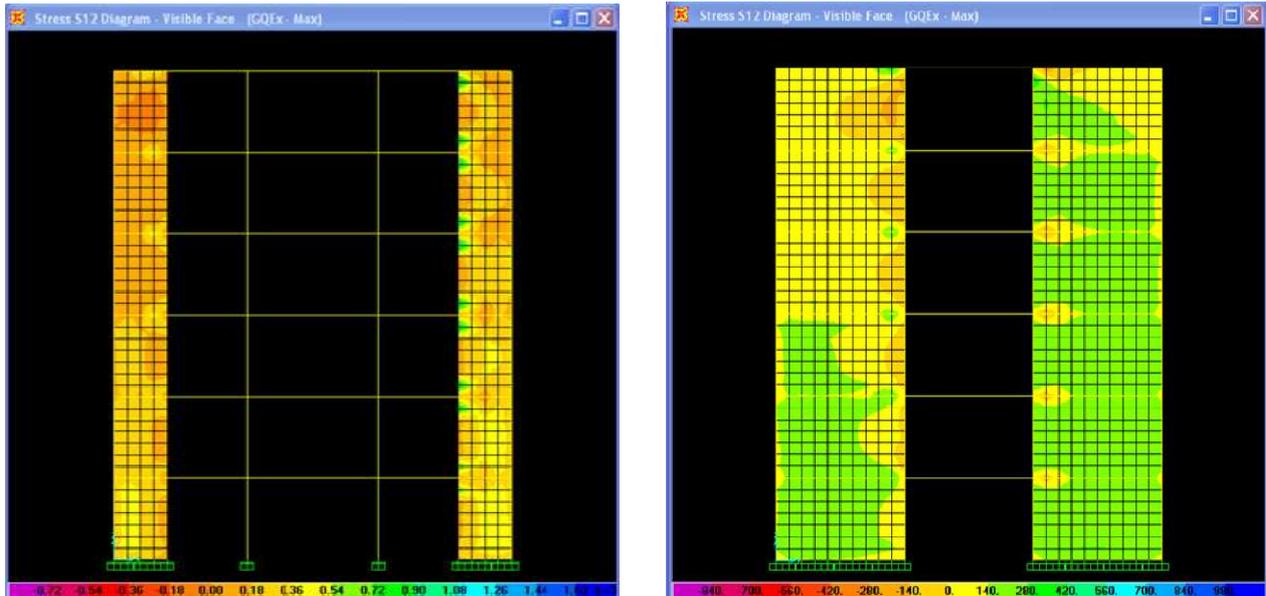


Figure 4.44 : Contraintes σ_{12} dans les voiles des variantes 2 et 3 sous GQEx.

D'après la figure 4.44, on constate que:

Les contraintes de cisaillement σ_{12} , sont plus importantes à la base et au voisinage de la jonction (poutre-voile) dans les voiles de 2 m et de 5 m.

4.5.2. Comparaison des valeurs des contraintes maximales

Dans cette partie, on essaiera de comparer les valeurs de contraintes maximales normales σ_{22} (compression, traction), et les contraintes maximales de cisaillement σ_{12} , et cela sous les combinaisons de l'ELU, GQEx et 0.8GEx, dans les voiles de sens longitudinal des variantes 2 et 3.

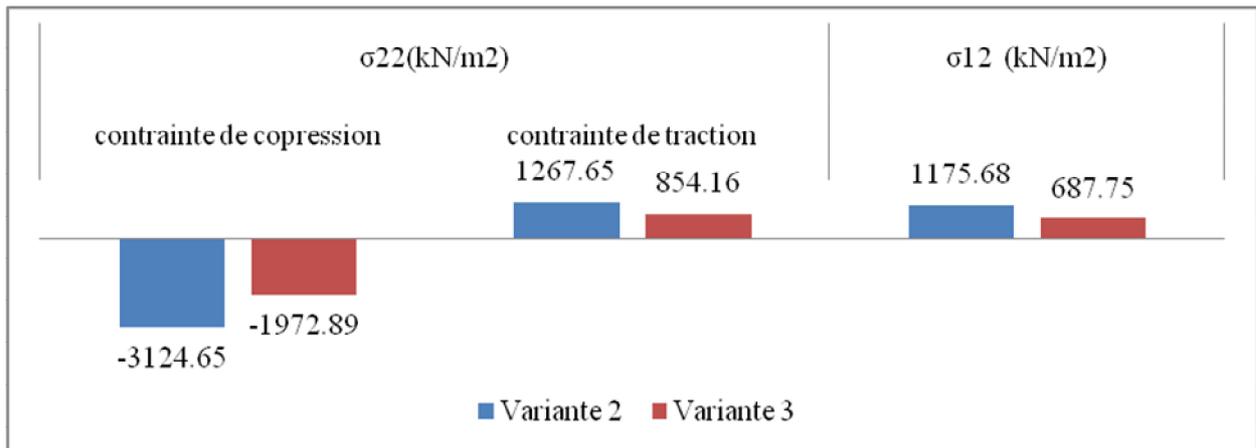


Figure 4.45 : Contraintes maximales dans les voiles à l'ELU.

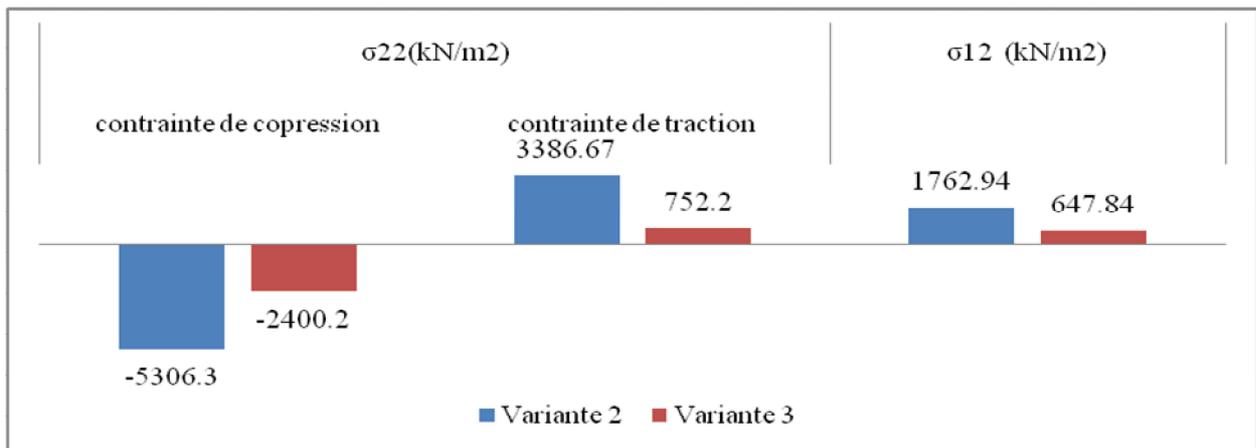


Figure 4.46 : Contraintes maximales dans les voiles sous la combinaison GQEx.

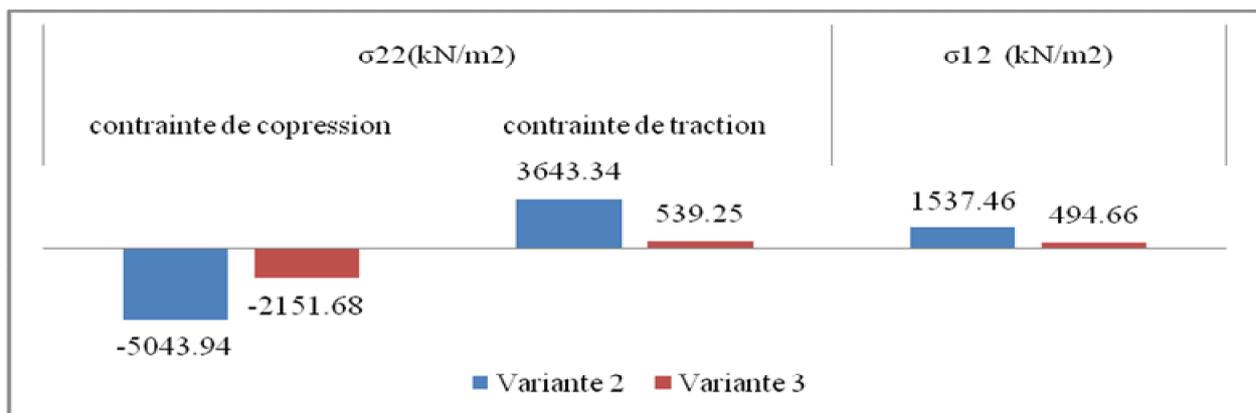


Figure 4.47 : Contraintes maximales dans les voiles sous la combinaison 0.8GEx.

Interprétation des résultats

On remarque d'après les figures 4.45, 4.46 et 4.47, que les valeurs des contraintes maximales sont importantes dans le voile de 2 m par rapport à celui de 5 m sous les combinaisons ELU, GQEx et 0.8GEx.

Conclusion

La base du voile est plus sollicitée avec des contraintes normales σ_{22} par rapport au sommet.

La base et les jonctions (voile-poutre) sont sollicitées par des contraintes de cisaillements σ_{12} .

L'augmentation de la largeur du voile diminue la valeur des contraintes dans ce dernier.

4.6. Vérification des conditions d'RPA

4.6.1 Vérification de l'effort tranchant à la base (Article 4.6.3 RPA99/2003)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

- **Effort tranchant (analyse modale spectrale)**

a) **Variante 1**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 548.87 \text{ KN} \\ V_y = 473.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Effort tranchant par la méthode statique équivalente**

$A = 0.15$ (zone IIa)

$Q = 1$ (facteur de qualité)

$R = 3.5$ (structure auto stable)

$D_x = 2.11$

$D_y = 2.06$

$W = 9477.50 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{xMSE} = 852.97 \text{ KN} \\ V_{yMSE} = 834.02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 852.97 = \mathbf{682.37 \text{ KN}} < \mathbf{548.87 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant à la base n'est pas vérifiée dans la direction xx.} \\ 0.8 \times 834.02 = \mathbf{667.21 \text{ KN}} < \mathbf{473.87 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant à la base n'est pas vérifiée dans la direction yy.} \end{array} \right.$$

La condition de l'effort tranchant à la base n'est pas vérifiée pour la variante 1 dans les deux directions, donc, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le rapport } R_x = 1.24 \\ \text{Le rapport } R_y = 1.40 \end{array} \right.$$

b) Variante 2

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{xMSE} = \mathbf{689.61 \text{ KN}} \\ V_{yMSE} = \mathbf{667.72 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 689.61 = \mathbf{551.68 \text{ KN}} < \mathbf{591.47 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée dans la direction xx.} \\ 0.8 \times 667.72 = \mathbf{534.17 \text{ KN}} < \mathbf{568.86 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée dans la direction yy.} \end{array} \right.$$

c) Variante 3

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{xMSE} = \mathbf{805.28 \text{ KN}} \\ V_{yMSE} = \mathbf{779.72 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 805.28 = \mathbf{644.22 \text{ KN}} < \mathbf{833.91 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée dans la direction xx.} \\ 0.8 \times 779.72 = \mathbf{623.77 \text{ KN}} < \mathbf{814.73 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée dans la direction yy.} \end{array} \right.$$

Interprétation des résultats

La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée pour les variantes 2 et 3 dans les deux directions mais elle n'est pas vérifiée pour la variante 1.

4.6.2 Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Article 5.9 RPA99/2003)

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

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

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

a) Variante 1

niv	P (KN)	sens xx				sens yy			
		Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_x	Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_y
5	1506.18	0.4872	50079.960	733.811	0.015	0.7406	46579.32	1115.477	0.024
4	3100.44	0.8292	87748.560	2570.730	0.029	1.1739	78152.4	3639.607	0.047
3	4694.7	1.1396	117295.920	5350.080	0.046	1.5750	101959.2	7394.153	0.073
2	6288.96	1.3769	140857.920	8659.269	0.061	1.8617	121234.14	11707.842	0.097
1	7883.22	1.4553	158556.960	11472.450	0.072	1.8785	136494.36	14808.235	0.108
RDC	9477.48	0.9391	167954.220	8899.828	0.053	1.0843	145004.22	10276.432	0.071

Tableau 4.7 : Vérification de l'effet P-delta pour la variante 1.

D'après le tableau 4.7, dans le sens yy, la condition P-delta n'est pas vérifiée pour la Variante 1.

b) Variante 2

niv	P (KN)	sens xx				sens yy			
		Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_x	Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_y
5	1750.98	0.5785	61092.90	1012.942	0.017	0.6630	58231.80	1160.900	0.020
4	3590.04	0.6150	100713.78	2207.875	0.022	0.6935	97329.42	2489.693	0.026
3	5429.1	0.6220	131662.62	3376.900	0.026	0.6890	125472.24	3740.650	0.030
2	7268.16	0.5755	154542.24	4182.826	0.027	0.6260	148204.98	4549.868	0.031
1	9107.22	0.4480	171121.32	4080.035	0.024	0.4785	164484.18	4357.805	0.026
RDC	10946.28	0.2055	180989.82	2249.461	0.012	0.2140	174068.10	2342.504	0.013

Tableau 4.8 : Vérification de l'effet P-delta pour la variante 2.

D'après le tableau 4.8, la condition P-delta est vérifiée pour la Variante 2.

c) Variante 3

niv	P (KN)	sens xx				sens yy			
		Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_x	Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_y
5	2056.980	0.115	77411.880	235.52	0.003	0.185	74110.14	380.541	0.0051
4	4202.040	0.117	133468.020	489.54	0.004	0.187	132029.82	783.680	0.0059
3	6347.100	0.112	169609.680	707.70	0.004	0.178	168400.98	1129.784	0.0067
2	8492.160	0.099	203312.520	840.72	0.004	0.157	201118.50	1329.023	0.0066
1	10637.220	0.077	233756.460	813.75	0.003	0.119	230167.08	1260.511	0.0055
RDC	12782.280	0.042	255176.460	530.46	0.002	0.061	249307.38	773.328	0.0031

Tableau 4.9 : Vérification de l'effet P-delta pour la variante 3.

D'après le tableau 4.9, la condition P-delta est vérifiée pour la Variante 3.

Interprétation des résultats

La condition P-delta n'est pas vérifiée dans la première variante car ses déplacements inter-étages sont importants ; par contre la condition est vérifiée pour les deux autres variantes où les structures sont rigides donc les déplacements inter-étage sont moins importants par rapport à la première variante.

4.6.3. Vérification de la condition sur la période (Article 4.2.4 d'RPA)

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\frac{T}{T_c} < 1.3$$

$$T_c = \min \left(C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T_c = 0.43 \text{ s}$$

Variante 1

$$\frac{1.11}{0.43} = 2.58 < 1.3 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Variante 2

$$\frac{0.52}{0.43} = 1.20 < 1.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Variante 3

$$\frac{0.24}{0.43} = 0.55 < 1.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions de l'RPA concernant l'effort tranchant à la base, effet P-Delta ainsi que la condition sur la période, ne sont pas vérifiées dans la structure auto stable, mais elles sont vérifiées pour les deux structures mixtes, cela est due à l'augmentation de la rigidité de la structure avec des voiles.

Chapitre 5:
MODELISATION DU VOILE
AVEC CASTEM 2000 ET
SAP2000

5.1. Introduction

Dans cette partie, une modélisation du voile est faite avec le SAP2000 et CASTEM2000, sous un chargement qui est composé du poids propre du voile, et une surcharge apportée par le séisme qui est considéré comme un chargement statique équivalent.

Les contraintes de Von Mises sont visualisées sur le voile, afin de connaître les endroits où ce dernier est plus sollicité.

5.2. Modélisation avec le logiciel CASTEM2000

5.2.1. Définition de CASTEM2000

CASTEM est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. CASTEM est développé au Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA).

Le développement de CASTEM entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants.

Cast3M est notamment utilisé dans le secteur de l'énergie nucléaire, comme outil de simulation ou comme plateforme de développement d'applications spécialisées. En particulier, Cast3M est utilisé par l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN) dans le cadre des analyses de sûreté des installations nucléaires françaises.

Contrairement à d'autres systèmes, conçus pour résoudre un certain nombre de problèmes définis, CASTEM est un programme que l'utilisateur peut adapter à ses propres besoins: il peut construire lui-même une nouvelle application ou bien personnaliser et compléter le système proposé. [22]

Systeme d'unité

CASTEM ne dispose d'aucun système particulier d'unités de mesure. C'est à l'utilisateur de fournir les données dans un système cohérent. Une fois que les unités de

mesure utilisées dans les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités. [22]

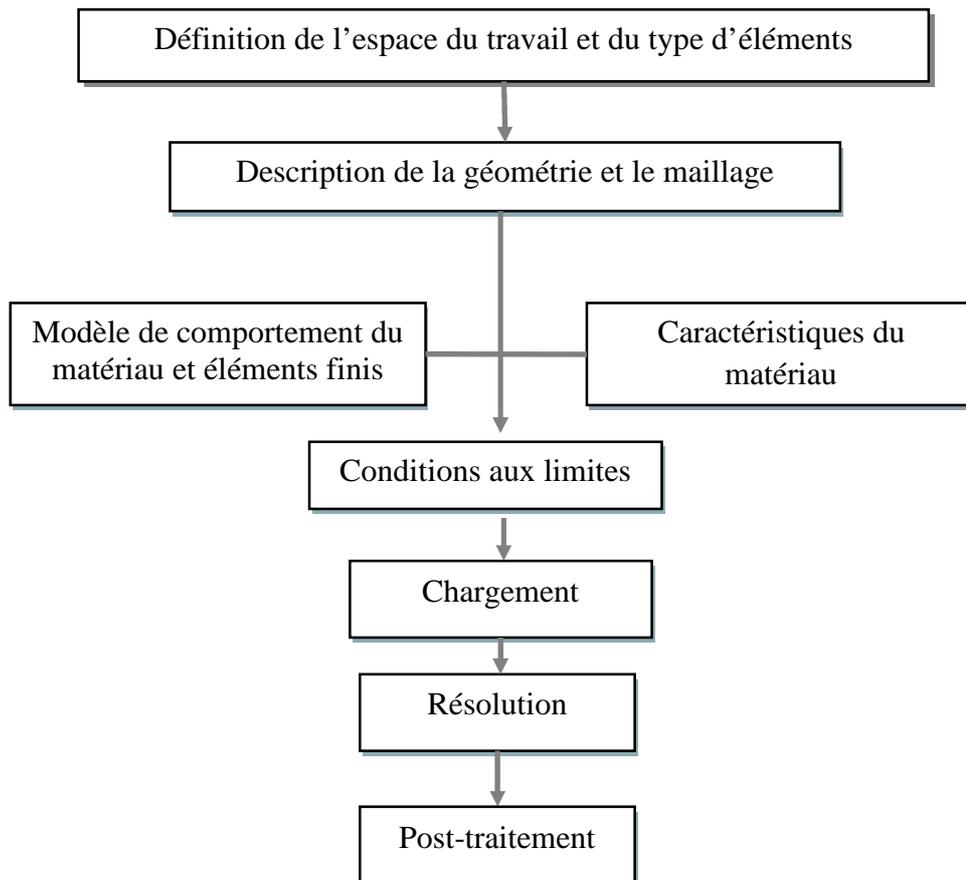
Seule la mesure des angles doit être dans tous les cas exprimée en degrés pour la géométrie et en radians pour les résultats obtenus. Le tableau suivant présente trois exemples de systèmes cohérents :

Longueur	Force	Contrainte
m	N	Pa
m	MN	MPa
mm	N	MPa

Tableau 5.1: Système d'unité

5.2.3. Procédure de résolution d'un problème avec CASTEM

Tout problème (mécanique, thermique, chimique,...) résolu avec CASTEM doit être construit de la manière suivante :



🚧 Définition de l'espace de travail et du type d'éléments

Les principaux paramètres de contrôle du maillage sont déclarés à l'aide de la directive OPTI(on) et de certains mots-clés, COUL(eur), DIM(ension) de l'espace, ELEM Type d'éléments.

```
*DEBUT DU FICHIER DYN1.DGIBI
TITR 'VOILE';
OPTI COUL BLEU DIME 3 ELEM QUA4;
```

🚧 Description de la géométrie et le maillage

La géométrie des différents éléments que l'on souhaite calculer se définit toujours selon la démarche suivante :

- construction des points.
- construction des lignes à partir des points.
- construction des surfaces à partir des lignes,
- construction des volumes à partir des surfaces.

```
*GEOMETRIE ET MAILLAGE
```

```
*POINTS
```

```
P1=0. 0. 0.;
```

```
P2=2. 0. 0.;
```

```
P3=0. 0. 18.36;
```

```
P4=2. 0. 18.36;
```

```
*DROITE
```

```
NELEM1=4;
```

```
NELEM2=24;
```

```
P1P2 = P1 DROI NELEM1 P2;
```

```
P3P1 = P3 DROI NELEM2 P1;
```

```
P4P3 = P4 DROI NELEM1 P3;
```

P2P4 = P2 DROI NELEM2 P4;

*SURFACE

VOILE=DALL P1P2 P2P4 P4P3 P3P1;

*VISUALISATION

TITR "MAILLAGE VOILE";

TRAC QUAL VOILE;

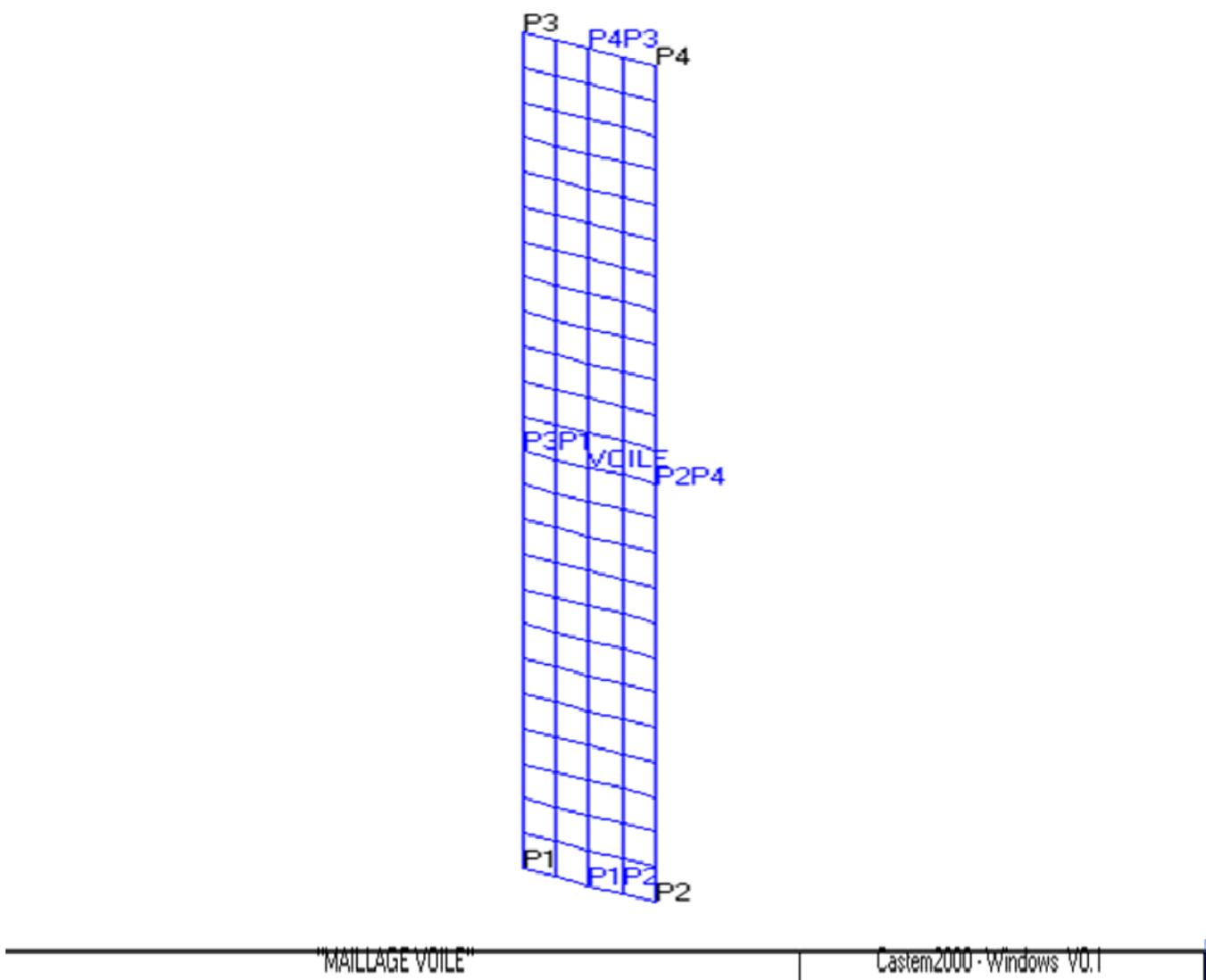


Figure 5.1: Géométrie et maillage du voile

🚧 Modèle de comportement du matériau et élément finis

Le code CASTEM permet de gérer des problèmes très variés (mécanique, fluide, thermique, ...). Il faut donc préciser avant tout calcul le modèle de comportement associé aux différentes géométries définies.

* CHOIX DU COMPORTEMENT DU MATERIAU ET DU MODELE EF

MO1=MODE VOILE MECANIQUE ELASTIQUE COQ4;

🚧 Caractéristiques du matériau

Le modèle de comportement choisi nous indique alors les différentes caractéristiques physiques ou mécaniques à préciser. Par exemple pour un modèle MECANIQUE ELASTIQUE on devra fournir le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau, poids volumique...

* DONNEES MATERIAU

CARMAT1=MATER MO1 YOUN 32164.2E6 NU 0. RHO 2500 EPAI 0.2;

🚧 Conditions aux limites et chargement

La définition des conditions aux limites et des chargements imposés à l'élément étudié est essentielle à la résolution de tout problème élément fini.

Par exemple, pour un problème mécanique, les conditions aux limites peuvent être des déplacements bloqués et les chargements des forces imposées (poids propre, force ponctuelle...). Pour un problème thermique, les conditions aux limites peuvent être des températures imposées et les chargements des sources de chaleur.

* CONDITIONS AUX LIMITES

CL= BLOQ DEPLA ROTA P1P2 ;

*CHARGEMENT

MAS1 = MASSE MO1 CARMAT1 ;

CHP1 = MANU CHPO VOILE 1 UZ -9.81 ;

CHA1 = MAS1*CHP1 ;

P27= NOEUD 27;

P23= NOEUD 23;

P19= NOEUD 19;

P15= NOEUD 15;

P11= NOEUD 11;

P3= NOEUD 3;

FOR1=FORC (21310. 0. 0.) P3;

FOR2=FORC (27870. 0. 0.) P11;

FOR3=FORC (22610. 0. 0.) P15;

FOR4=FORC (20060. 0. 0.) P19;

FOR5=FORC (19940. 0. 0.) P23;

FOR6=FORC (17950. 0. 0.) P27;

CHAR=CHA1 ET FOR1 ET FOR2 ET FOR3 ET FOR4 ET FOR5 ET FOR6;

Résolution

L'ensemble des données étant défini, on peut constituer le système $[K]\{u\}=\{f\}$ et le résoudre.

* RESOLUTION

MAS1=MASS MO1 CARMAT1;

L'opérateur MASS(e) permet de construire la matrice de masse à en précisant le modèle et les caractéristiques relatives au modèle.

RIG1=RIGI MO1 CARMAT1;

RIG=RIG1 ET CL;

L'opérateur RIGI(dité) permet de construire la matrice de rigidité à partir du modèle et des caractéristiques relatives au modèle. Il convient de prendre en compte des conditions aux limites au sein de la matrice rigidité.

✚ Post-traitement

La résolution des problèmes mécaniques donne le déplacement aux nœuds de la géométrie. Il convient alors d'exploiter ce déplacement pour déduire les autres résultats attendus (déformations, contraintes, ...).

```
*POST-TRAITEMENT
```

```
DEPL1=RESO RIG CHAR;
```

```
DEFO0=DEFO VOILE DEPL1;
```

```
DEF1=DEFO. DEPL1 VOILE ROUGE;
```

```
TRAC VOILE DEF1;
```

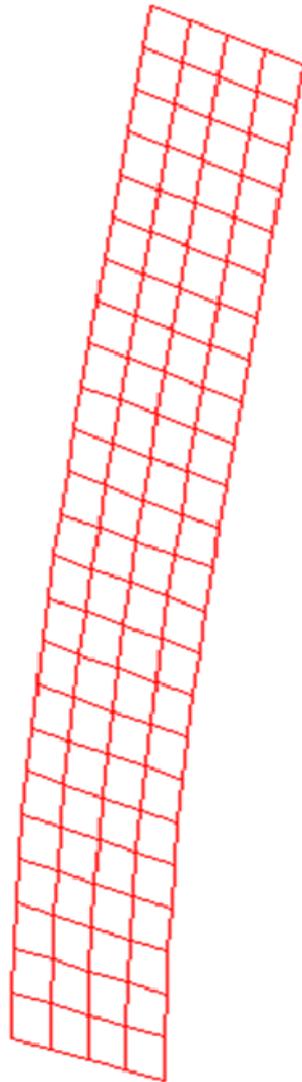


Figure 5.2: Déformée du voile obtenue avec le logiciel CASTEM

SIG= SIGMA DEPL1 MO1 CARMAT1 ;

TRAC SIG MO1 CARMAT1;

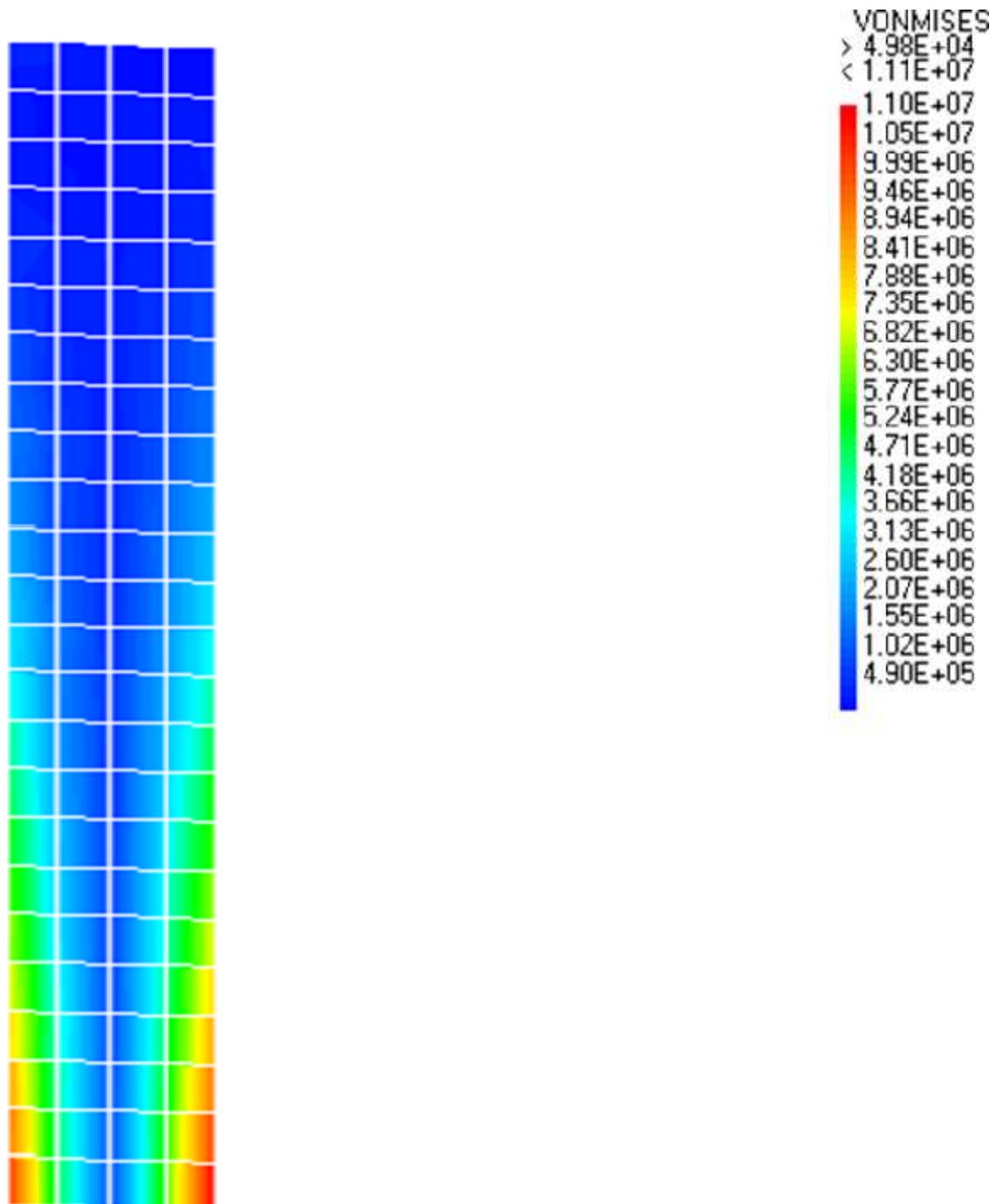
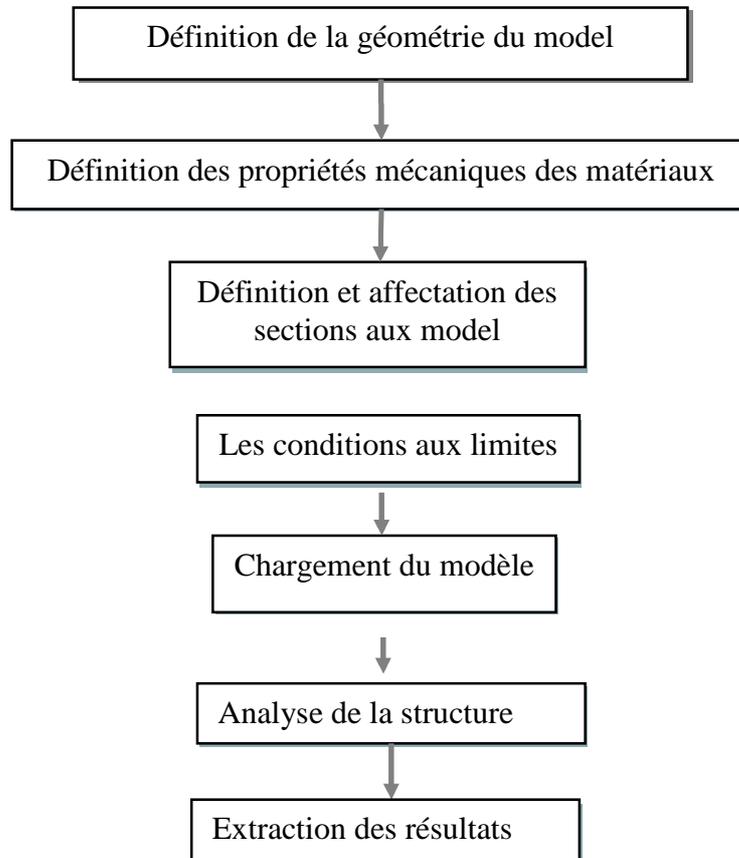


Figure 5.3: Contrainte de Von Mises obtenue avec le logiciel CASTEM

5.3. Modélisation avec le logiciel SAP2000

5.3.1. Procédure de résolution d'un problème avec SAP



5.3.2. Résultats du SAP2000

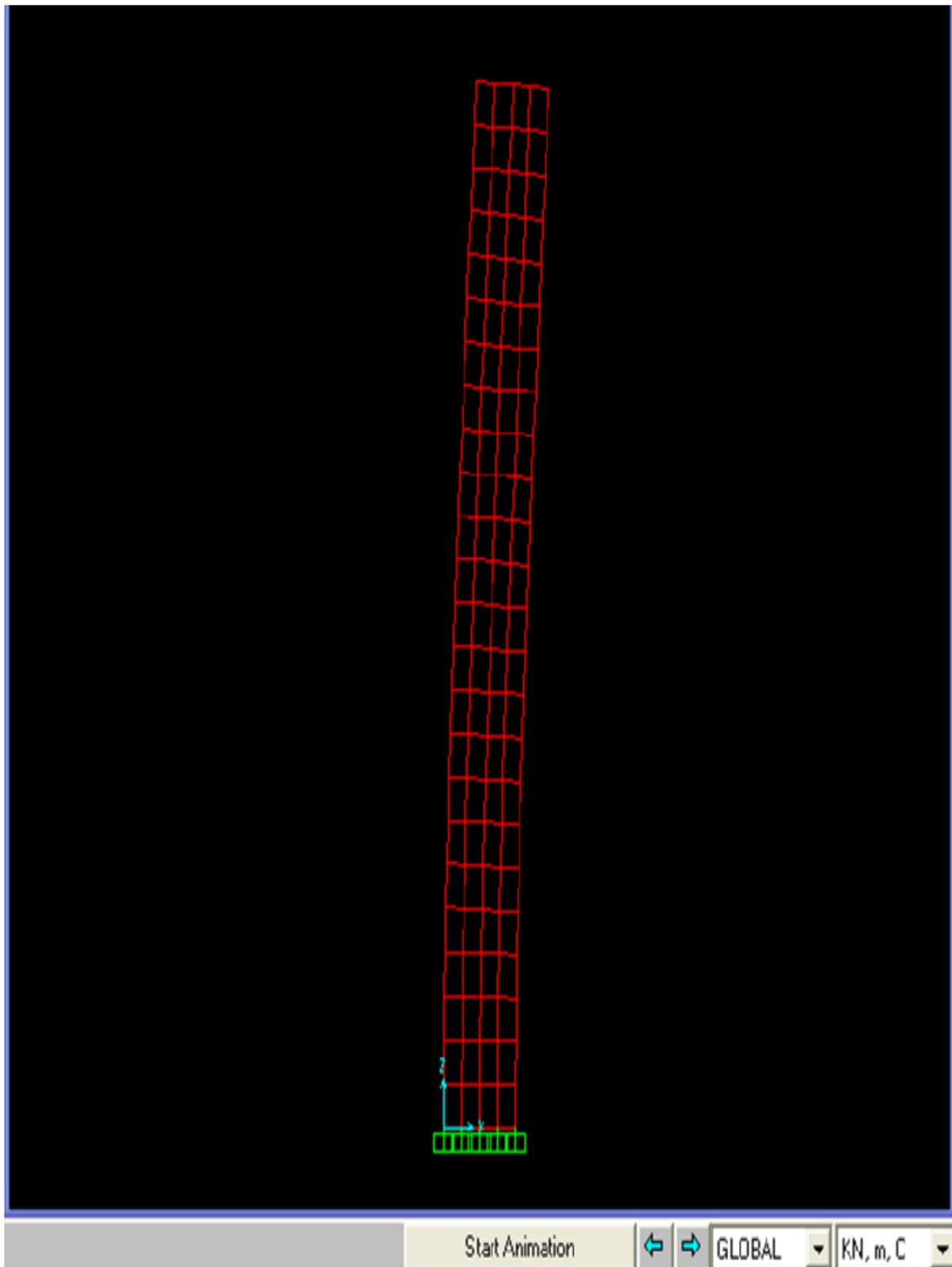


Figure 5.4 : Déformée du voile obtenue avec le logiciel SAP

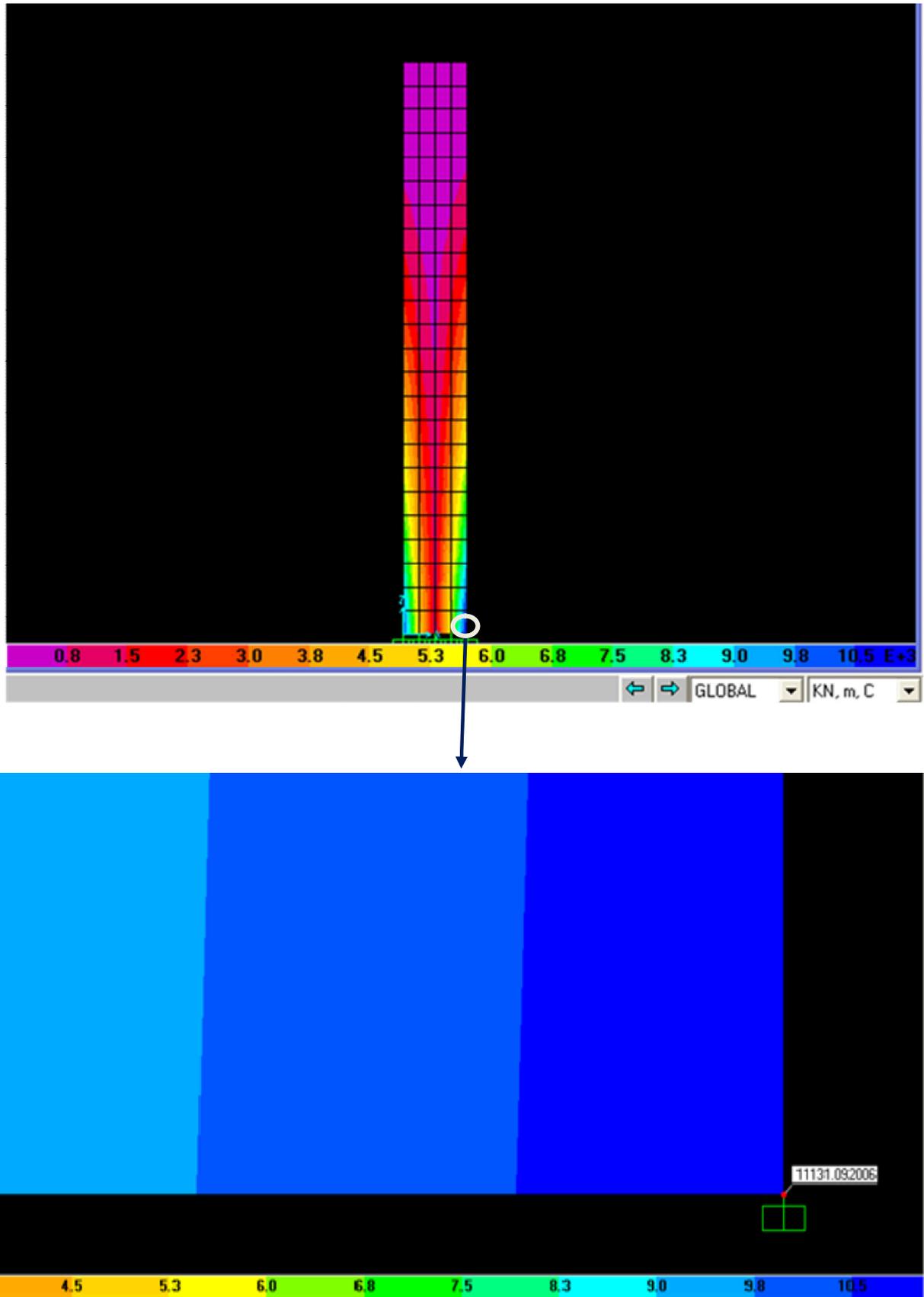


Figure 5.5: Contrainte de Von Mises obtenue avec le logiciel SAP

Interprétation des résultats

D'après les figures 5.2 et 5.4, on constate que la déformée du voile modélisé avec CASTEM est la même avec celle obtenue avec le SAP.

Les résultats de la contrainte de Von Mises obtenus avec les deux logiciels sont similaires, tel que la valeur de la contrainte maximale obtenue avec CASTEM est égale $1.10E +7$ (N/m²) et celle de SAP est de $1.11E +7$ (N/m²).

D'après les figures 5.3 et 5.5, les contraintes sont importantes à la base du voile

5.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de modéliser un voile avec le CASTEM2000 et comparer les résultats obtenus avec ceux obtenus avec le SAP2000.

Il c'est avéré que les résultats obtenus avec les deux logiciels sont comparable.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de l'ajout et la dimension des voiles en plan dans la structure en béton armé.

Cette étude a été menée en effectuant une étude comparative entre trois types de structure (structure auto stable (poteau-poutre), structure mixte avec des voiles de 2 m dans les deux sens et structure mixte avec des voiles de 5 m dans le sens longitudinal et de 4 m dans le sens transversal), on a comparé les efforts internes dans les éléments structuraux (les poutres et les poteaux), les déplacements, les contraintes dans les voiles ainsi le comportement dynamique de la structure.

Il se résulte de cette étude que l'augmentation de la rigidité de la structure avec des voiles a un effet positif sur le comportement de la structure en béton armé.

- Efforts dans les éléments structuraux

L'augmentation de la rigidité de la structure avec les voiles diminue la valeur des moments et efforts tranchants ainsi que les efforts normaux agissant sur ses éléments (poteaux et poutres).

La variation de la largeur des voiles (passage de la 2^{ème} variante à 3^{ème} variante) n'as pas de grand effet sur la valeur des efforts internes à savoir les moments fléchissant et efforts tranchant.

Les voiles reprennent les charges verticales et horizontales.

- Comportement dynamique

La période diminue avec l'augmentation de la rigidité de la structure, cela justifie le fait que la condition sur la période (Article 4.2.4 de l'RPA99/2003), n'est pas vérifiée dans la structure poteau- poutre, par contre elle est vérifiée pour les deux autres structures (les plus rigides).

Une construction rigide se déplace moins qu'une construction moins rigide, cela justifie le fait que l'effet P- Δ (Article 5.9 de l'RPA99/2003), est important dans la structure poteau-poutre où les déplacements inter-étages sont importants par rapport aux structures mixtes.

Avec l'augmentation de la rigidité de la structure, le pourcentage de la masse participante (90%) est atteint avec l'augmentation de nombre de mode de vibration.

Les conditions du RPA concernant l'effort tranchant à la base, effet P-Delta ainsi que la condition sur la période, ne sont pas vérifiées dans la structure auto stable, mais elles sont vérifiées pour les deux structures mixtes, cela est due à l'augmentation de la rigidité de la structure avec voiles.

- **Contrainte dans les voiles**

La base du voile est plus sollicitée avec des contraintes normales σ_{22} par rapport au sommet.

La base du voile et les jonctions (voile-poutre) sont sollicitées par des contraintes de cisaillements σ_{12} .

L'augmentation de la largeur du voile diminue les contraintes dans ce dernier.

Perspectives

Notre étude a porté sur l'influence de l'augmentation de la rigidité de la structure vis-à-vis des charges verticales et le séisme, mais cette technique doit être utilisée d'une manière à garder une bonne marge de ductilité de la structure, une étude similaire en considérant le comportement non linéaire de la structure, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

Références bibliographiques

- [1] : ALEM. T, Influence des dimensions du bâtiment sur la valeur de la période (cas des structures auto-stable), Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Novembre 2009.
- [2] : MILAN Zacek, Conception parasismique des bâtiments, Tome 4, Septembre 2010.
- [3] : DROUNA Karima, Evaluation des performances parasismiques des portiques en béton armé renforcé par chemisage en béton armé par bandage en CFRP, Mémoire de magister, université de Constantine, Algérie, 2010.
- [4] : BALADIER. P, Le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructeurs, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe- Direction régionale de l'environnement de Guadeloupe, volume 3.
- [5] : BELKHIR.M.A., Influence de la disposition des voiles sur la performance des bâtiments, Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 2012.
- [6] : HUGO Bachman, Conception parasismique des bâtiments- principe de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maître d'ouvrage et autorités, directive de l'OEFG- Directive de l'UFAEG, Berne, 2002.
- [7] : Règles parasismiques algériens (RPA99/version 2003), centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Algérie.
- [8] : BAEL91, 1992, Règles techniques des conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites, Edition Eyrolles.
- [9] : Computers and structure Inc. (SCI), 1995, SAP2000 three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structure V14, Berkeley, California.
- [10] : Règles de construction parasismiques française- Règles PS applicables aux bâtiments- PS92, Edition Eyrolles, Paris, France, 1992.
- [11] : FUENTS Albert, Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé, 1983.
- [12] : HEMAS Miloud, Modélisation par macro éléments du comportement non linéaire des ouvrages en béton armés sous action sismique, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France, 2010.
- [13] : KHENNANE Amar, la méthode des éléments finis, Enoncé des principes de base.
- [14] : Codes de calcul, Zhi-Qiang FENG, IUP Université d'Evry - Val d'Essonne, DESS/CS41.
- [15] : MEDDAH Mustapha, Analyse des plaques minces sous différentes conditions aux limites, Mémoire de magister, Université Mohamed Boudiaf- m'sila, Algérie.

[16] : Jean-Louis DOURY et Jacques BETBEDER-MATIBET, Constructions parasismiques,

[17] : DAVIDOVICI (V.) La conception parasismique commence dès le choix de la forme des bâtiments. Les cahiers techniques du bâtiment, mars 1988.

[19] : BALADIER. P, conception parasismique des bâtiments (structures), introduction à la dynamique des structures.

[20] : MILAN Zacek, Conception parasismique, 2004.

[21] : Philippe BISCH Constructions parasismiques, Eurocode 8.

[22] : <http://www.cast3m.cea.fr>.