

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème :

**Etude comparative des performances des voiles en
L, positionnés dans les zones de rives sous
chargement sismique**

Réalisé par :

Mr. BOULKOROUM KARIM

Dirigé par :

Mr. R.BOUTEMEUR

Mr A.AHMED-CHAOUCH

Promotion : juin 2013

E.N.P- 10, Avenue Hessen Badi, 16200 El Harrach, Alger

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة نظام تقني، و تعزيز فكرة اعتماد جدران الجناح في مباني ذات عدد متغير من الطوابق تقع في منطقة زلزالية نشطة و التي صممت وفقا للمعايير الديناميكية للبناء المطبقة في الجزائر، و قد أجريت هذه الدراسة باستعمال برنامج Robot 2013. اعتمادا على النتائج و المقارنات استخلصت وصيات و مشورات. كلمات البحث : جدران الخرسانة المسلحة، زلزال، جدران الجناح

Résumé

Le but de ce travail est d'étudier un système technique, et de renforcer l'idée de l'adoption des murs en aileron des bâtiments au nombre d'étages variable situé dans une zone de forte sismicité, qui sont conçu selon les critères de construction dynamiques appliqués en Algérie, l'étude a été réalisée par le logiciel Robot 2013.

Suivant les résultats obtenus et les comparaisons effectuées, ont a déduit des recommandations et des conseils.

Mots-clés : murs en béton armé, séisme, étude dynamique, murs en aileron.

Summary

The aim of this work is to study a technical system, and strengthen the idea of adopting the wing walls for buildings in with varying numbers of floors located in an area of high seismicity, which are designed according to the dynamic Construction criteria applied in Algeria, the study was conducted by the Robot 2013 software.

Depending on the results and comparisons, we deduced recommendations and advices.

Keywords: reinforced concrete walls, earthquake, dynamic study, wing walls.

Remercîments

Je remercie dieu qui a bien voulu me donner la force pour effectuer le présent travail.

Je remercie mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Je tiens aussi à remercier mes promoteurs M.BOUTEMEUR Ramadan et

AHMED-CHAOUCH Ali pour leur suivi et leurs conseils durant l'évolution de ce travail.

Je remercie également :

Tous mes enseignants qui ont contribués à ma formation.

Et tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin.

Dédicaces

A mes chers parents qui ont tant donné

A toute ma famille dont je ne peux pas m'en passer

A tous mes chers amis

Je vous dédie ce travail

Sommaire

Sommaire

Chapitre I : Introduction générale	1
Chapitre II : Notions théoriques sur le contreventement des bâtiments	3
II-1- contreventement	3
II-2- Rôle du contreventement	3
II-3- Types de structures	4
II-4- Comportement et dimensionnement à la torsion	9
II-5- Contreventement horizontal (diaphragme)	13
II-6- Disposition convenable des contreventements	14
Chapitre III : Description du modèle	18
III-1- Caractéristiques des matériaux	18
III-2- Dimensions de la structure	19
III-3- Charge et surcharge	20
III-4- Caractéristiques sismiques	20
III-5- Description du logiciel de calcul	20
III-6- Hypothèses de maillage	22

Sommaire

Chapitre IV : Etude comparative	24
IV-1- Introduction	24
IV-2- Etude de l'effet de variation de l'épaisseur des voiles	24
IV-3- Etude de l'effet de la variation de la largeur des voiles	34
IV-4- Etude de l'effet de la variation du nombre d'étages	48
IV- 5- Etude de l'effet de la présence ou l'absence des poteaux d'angle	56
Chapitre V : Etude du ferrailage des voiles	61
V-1- Introduction	61
V-2- Calcul du ferrailage dans le cas de la variation de l'épaisseur	62
V-3- Calcul du ferrailage dans le cas de la variation de la largeur	66
V-4- Calcul du ferrailage dans le cas de la variation du nombre d'étages	71
V-5- Calcul du ferrailage pour l'évaluation de l'incidence de la présence des poteaux d'angle	76
Chapitre VI : Conclusions et recommandation	

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau III. 1 : caractéristiques mécaniques du béton utilisé	18
Tableau III. 2 : caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé	18
Tableau III. 3 : dimensions des éléments	19
Tableau IV.1 : variation de la valeur du moment maximale	26
Tableau IV.2 : variation de la valeur des contraintes σ_{yy} maxima	28
Tableau IV.3 : variation de la valeur de la contrainte tangentielle maximale en fonction de l'épaisseur	30
Tableau IV.4 : déplacements horizontaux maximaux pour des voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur variable (15 cm et 20 cm)	31
Tableau IV.5 : variation du moment de flexion maximum en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 15 cm.	37
Tableau IV.6 : variation du moment de flexion maximum en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 20 cm.	38
Tableau IV. 7 : variation de la contrainte normale σ_{yy} en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 15 cm.	41
Tableau IV. 8 : variation de la contrainte normale σ_{yy} en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 20 cm	42
Tableau IV. 9 : variation de la contrainte tangentielle τ_{xy} pour des bâtiments de 3, 5,10 et 15 étages pour une épaisseur de 15 cm	45
Tableau IV. 10 : variation de la contrainte tangentielle τ_{xy} pour des bâtiments de 3, 5,10 et 15 étages pour une épaisseur de 20 cm	45
Tableau IV. 11 : variation du déplacement horizontal maximum pour une épaisseur de voile de 15 cm.	46
Tableau IV. 12 : variation du déplacement horizontal maximum pour une épaisseur de voile de 20 cm.	46
Tableau IV. 13 : Périodes propres maximales et minimale pour un bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 20 cm pour différentes largeurs.	47
Tableau IV. 14 : déplacement maximum en fonction du nombre d'étages.	55
Tableau IV. 15 : périodes propres maximale et minimales pour un bâtiment avec poteaux d'angle et de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm	55
Tableau IV. 16 : comparaison des déplacements horizontaux maximaux dans le cas d'un bâtiment sans poteaux d'angle et avec poteaux d'angle	59
Tableau V. 1 : Armatures verticales de la zone courante dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles	62
Tableau V.2 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles	63
Tableau V.3 : Armatures verticales de la zone courante pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles	66
Tableau V. 4 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles	68
Tableau V. 5 : Armatures verticales de la zone courante pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages	71

Liste des tableaux

<i>Tableau V. 6 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages</i>	73
<i>Tableau V. 7 : Armatures verticales de la zone courante pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'incidence de la présence des poteaux d'angle</i>	76
<i>Tableau V. 8 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle</i>	79

Liste des figures

Liste des figures

Figure II.1 Ossature par portique	5
Figure II.2 Ossature par refend linéaire	6
Figure II.3 Structures mixtes avec des voiles porteurs couplés à des portiques	7
Figure II.4 Structure à noyau central	8
Figure II.5 Exemple 1	9
Figure II.6 Bâtiment symétrique	10
Figure II.7 Bâtiment dissymétrique	11
Figure II.8 Répartition des efforts	12
Figure II.9 Principe de fonctionnement du contreventement horizontal	13
Figure II.10 Différentes dispositions des éléments de contreventement	15
Figure II.11 Relation entre le bras de levier et la résistance à la torsion	16
Figure II.12 Niveaux flexibles	17
Figure III.1 Forme de la structure	19
Figure III.2 Convention de signe des déplacements et rotations	21
Figure III.3 Convention de signe pour les efforts	21
Figure III.4 Direction des axes locaux pour les panneaux (voiles)	22
Figure III.5 Description du maillage régulier adopté pour le voile	23
Figure V.1 Disposition des armatures horizontales (épingles) dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles	62
Figure V.2 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles	63
Figure V.3 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles	64
Figure V.4 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles	64
Figure V.5 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles	67
Figure V.6 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles	67
Figure V.7 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles	68
Figure V.8 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles	69
Figure V.9 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages	72
Figure V.10 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages	72

Liste des figures

Figure V. 11 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le premier modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages	73
Figure V. 12 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le deuxième modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages	74
Figure V. 13 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle	77
Figure V. 14 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle	78
Figure V. 15 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le premier modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle	79
Figure V. 16 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le deuxième modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle	80

Chapitre I : Introduction générale

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio - économiques coûteuses et quelquefois graves en termes de nombre de victimes et de blessés. Dans la famille des risques naturels les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...)

C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à la base de portiques ou des cadres étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, du fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses.

Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux.

De plus les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à portiques contreventés par des voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle (voiles) 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, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadre ou portique (structures auto stables) :

- Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux (particulièrement pour les bâtiments pas très hauts) permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

L'utilisation du système constructif à portiques contreventés par voiles peut apporter aussi des avantages économiques :

- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Le risque du au séisme est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.

Chapitre I : Introduction générale

- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

Des études antérieures ont été faites dans le but d'apprécier le comportement mécanique des voiles en aileron (en L) de structures où l'on avait comme variable le nombre de niveaux, la largeur des voiles, l'épaisseur des voiles ainsi que la présence ou l'absence des poteaux d'angle.

Dans la présente étude, on va confirmer les résultats qui ont été trouvés auparavant en adoptant plus ou moins les mêmes variantes et essayer dans la mesure du possible de trouver des conclusions qui renforceront les anciens travaux.

L'étude va s'étaler sur un certain nombre de structures pour lesquelles des paramètres sont modifiés à chaque fois et sur lesquelles l'occurrence de ces variations est observée.

Dans cette étude, l'effet de la variation de l'épaisseur, de la largeur des voiles, ainsi que celle du nombre d'étage et l'effet de la présence de poteaux d'angle sont évalués.

Dans la présente thèse, on va d'abord débiter par des rappels théoriques nécessaires à la compréhension du comportement des voiles, puis une description du modèle adopté pour le calcul ainsi que le logiciel utilisé et les différentes hypothèses utilisées sont illustrées pour ensuite passer à l'étude en question qui consiste à voir l'incidence de la variation de l'épaisseur, de la variation de la largeur, de la variation du nombre d'étages ainsi que l'effet de la présence ou l'absence des poteaux d'angle.

Au début de l'étude, sont évalués les efforts qui sont : le moment fléchissant, la contrainte normale verticale, ainsi que la contrainte tangentielle ainsi que la période propre des structures afin d'apprécier l'effet de la variation des différents paramètres cités plus haut sur la répartition des efforts et leur valeurs maximales ainsi que la variation de la valeur de la période propre.

Dans un deuxième temps, et pour chaque comparaison qui a été faite pour différents paramètres est calculé le ferrailage pour au moins deux cas dans le but d'apprécier :

- Les sections d'armatures.
- Les types de barres utilisées.
- Les espacements entre barres.

Chapitre II : Notions théoriques sur le contreventement des bâtiments

II – 1- contreventement :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,...), on distingue deux types de structures :

- **structures auto-stables** : qui, de par leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont stables également sous l'action des charges horizontales. C'est par exemple le cas des constructions comportant des portiques dans les deux directions principales, ainsi que celui des structures dites « spatiales » ou « Tridimensionnelles » (coques, treillis 3D, structures gonflées,..... etc.).
- **structures contreventées** : qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement, dans le but d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

II – 2- Rôle du contreventement :

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage. Les accélérations sismiques sont appliquées à toutes les masses présentes dans l'ouvrage, qu'elles soient ou non associées à des éléments structurels, et les actions sismiques sont donc en général réparties dans l'ouvrage. Elles doivent être transmises de leur point d'application aux fondations, ce qui implique des résistances locales des éléments, y compris les éléments non structuraux, et la résistance principale des éléments de contreventement, qui concentrent les efforts pour les transmettre aux fondations. Ces cheminements d'efforts doivent être analysés et les points faibles mis en évidence pour établir la cohérence de l'ensemble pour un niveau d'action donné.

S'il est nettement préférable que les éléments de contreventement soient continus du haut en bas de l'ouvrage, cela n'est pas une nécessité absolue si des éléments horizontaux (en général des planchers) sont capables de reporter les efforts d'un élément vertical à un autre quand on passe d'un niveau à un autre. Ainsi, même si les éléments verticaux sont continus, les éléments horizontaux jouent un rôle très important dans le contreventement car ils permettent de répartir les efforts entre les éléments verticaux, notamment pour palier la défaillance de l'un d'entre eux. Il y a lieu de s'assurer de la continuité des éléments entre eux, c'est à dire de leur capacité à transmettre les efforts impliqués dans leur rôle de contreventement.

Donc le rôle des contreventements peut se résumer comme suit :

- Assurance de la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto-stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- Raidissement des constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- Diaphragmes (contreventement horizontal) ;
- Éléments verticaux de contreventement.

II-3- Types de structures :

L'ossature a pour rôle d'assurer la stabilité d'ensemble, ainsi que la transmission de toutes les actions agissant sur l'ouvrage, depuis leur point d'application jusqu'au sol, par l'intermédiaire des fondations. De ce fait, elle comporte des éléments résistants dans les trois directions de l'espace :

- Verticalement par les poteaux et les voiles.
- Horizontalement, les poutres transversales et les poutres longitudinales.

La stabilité de la structure peut être assurée de différentes manières en fonction de la destination de la construction. On distingue deux catégories :

- Les bâtiments à usage d'habitation ou de bureaux.
- Les bâtiments industriels.

Tout projet de construction commence, avant tout calcul, par la définition de la disposition d'ensemble de l'ossature en fonction de la destination de l'ouvrage, quitte Par la suite à modifier en partie ces dispositions, en particulier leur dimensionnement estimé à priori au départ.

Les ossatures de bâtiments sont de plusieurs types :

- les ossatures par portiques.
- les ossatures par refends linéaires : transversaux, longitudinaux, ou encore dans les deux directions.
- les ossatures mixtes : refends plus portiques.
- les ossatures à noyau central.
- les ossatures à noyau central et façades porteuses.

Autrefois, la stabilité des bâtiments aux séismes (ou au vent) ne posait pas de Problème.

Elle était assurée par le poids de la construction (murs porteurs épais, murs à cheminée, planchers lourds) et par la présence de refends transversaux et Longitudinaux.

Actuellement, il n'en est plus de même, les charges permanentes des constructions Sont considérablement réduites et surtout on ne prévoit plus toujours des refends Longitudinaux et transversaux.

Dans le cas des constructions du type à refends transversaux porteurs, la stabilité transversale est souvent assurée de façon satisfaisante par les refends et les murs Pignon. Il n'en ait pas de

Chapitre II : Notions théoriques sur le contreventement des bâtiments

même de la stabilité longitudinale qui est souvent assurée par les seules cloisons constituant les cages d'escalier.

Dans d'autres bâtiments, il n'existe plus de refends, les cloisons qui remplacent ces Murs peuvent, dans une certaine mesure intervenir dans la stabilité longitudinale et Transversale des constructions, mais elles sont elles mêmes de plus en plus légères, souvent percées de baies et ne sont pas toujours placées dans les plans verticaux des files de poteaux. Le contreventement des bâtiments est donc un problème délicat à traiter.

II-3-1-Ossature par portique :

II-3-1-1-Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

Elles sont constituées par un assemblage de poteaux et de poutres .c'est-à-dire une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

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

Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, et 5 niveaux ou 17 m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

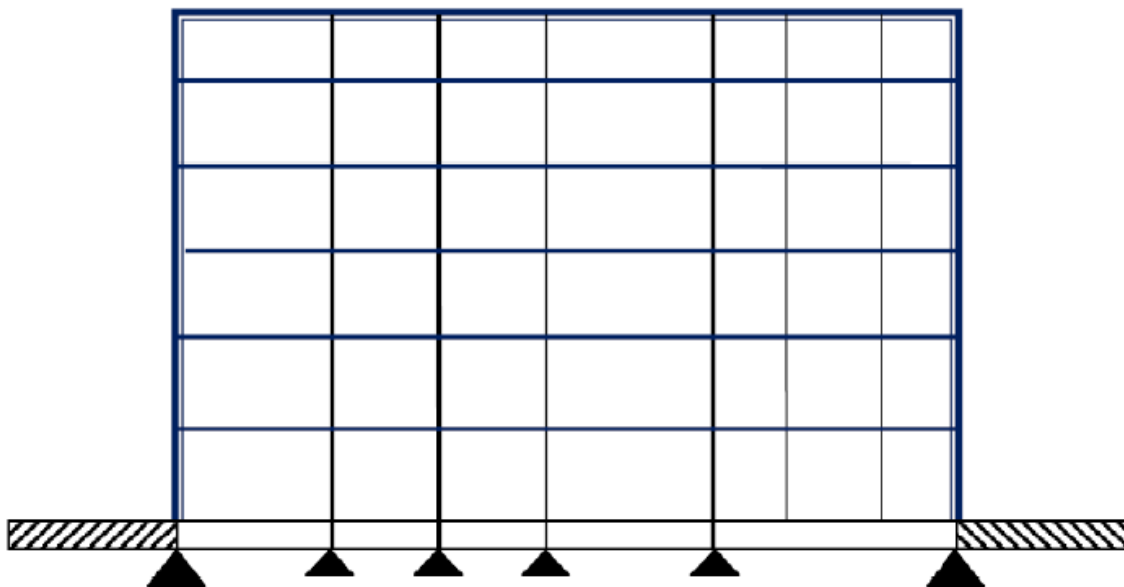


Figure II. 1 Ossature par portique

II-3-1-2-Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :

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

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors Crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto stable).

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

II-3-2-Ossature contreventées uniquement par voiles :

Ce type d'ossature est constituée par une série de voiles porteurs liés entre eux par des planchers généralement du type dalle.

Les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

On a trois types d'ossature par voiles :

- structures à refends longitudinaux, (a)
- structures à refends transversaux, (b)
- structures à refends longitudinaux et transversaux, (c)

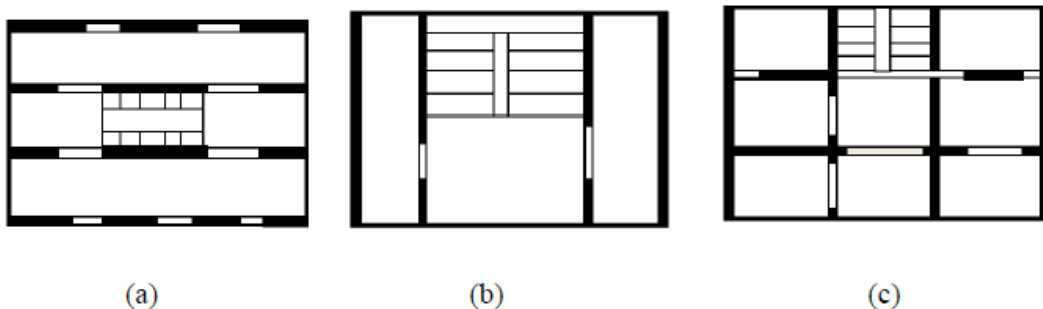


Figure II. 2 Ossature par refend linéaire

- Ce système porteur permet l'utilisation de la technique des coffrages glissants.
- La présence de refends transversaux rend possible l'utilisation de panneaux de façades légères préfabriquées.
- Du point de vue économique, ce type de structure demeure valable pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux.

II-3-3- Ossature mixte voile portique :

Ce type d'ossature est utilisé lorsque les refends sont en nombre insuffisant pour assurer le contreventement. Le calcul ainsi que l'exécution d'une telle structure est relativement complexe.

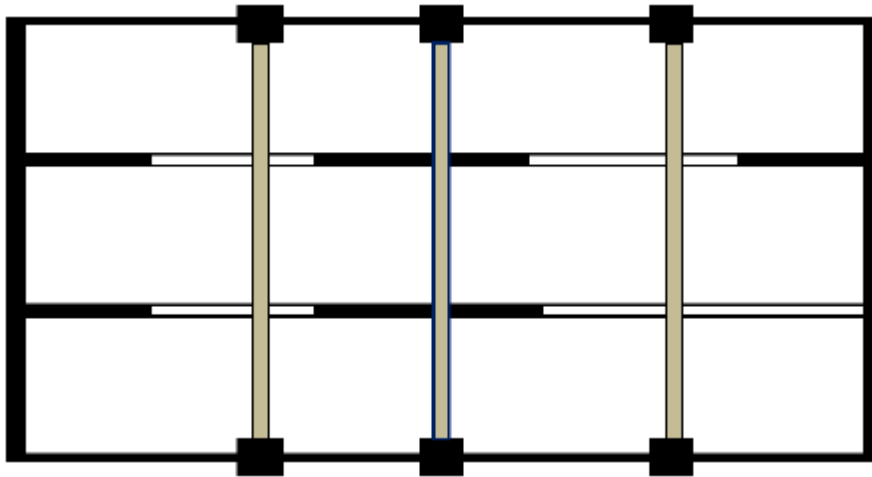


Figure II.3 Structures mixtes avec des voiles porteurs couplés à des portiques

II-3-3-1- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques Avec justification d'interaction portiques –voiles :

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

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

II-3-3-2- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

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

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

II-3-4- Ossature avec noyau de contreventement :

Un noyau central formé de deux murs couplés chaque étage par des poutres majoritairement la résistance aux forces horizontales une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs.

Ce type de structure est constitué par un noyau rigide, généralement centré, en béton armé et une série de poteaux périphériques.

Le noyau central reprend une forte partie des charges verticales et assure la stabilité d'ensemble de la construction, les poteaux ne transmettent au sol que les charges verticales.

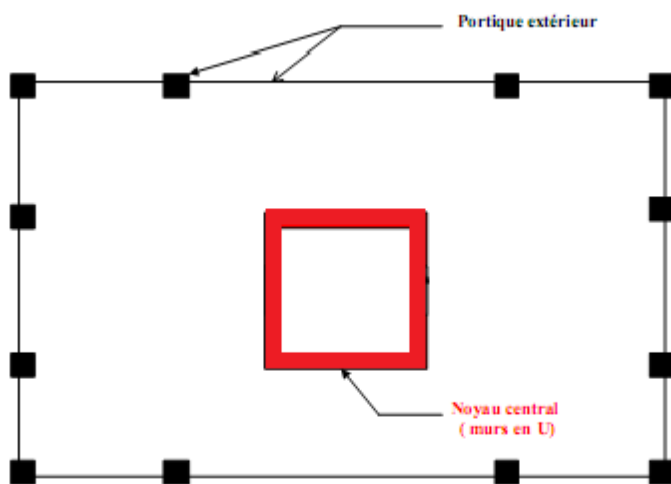


Figure II. 4 Structure à noyau central

II-3-5- Ossature avec noyau central et façades porteuses :

A la différence du cas précédent les façades participent aux efforts de contreventement.

Elles sont généralement préfabriquées en béton armé ou en acier.

La capacité portante d'une telle structure est ainsi largement augmentée et du point de vue économique, elle peut être utilisée jusqu'à 100 à 120 niveaux.

II-4- Comportement et dimensionnement à la torsion :

II-4-1- Détermination du centre de torsion, centre de masse et excentricité :

Considérons la structure définie par la figure II.5

Pour simplifier l'étude, les refends rectangulaires dont un côté est nettement plus grand que l'autre sera considérés Comme linéaires, autrement dit, l'inertie par rapport à leur propre centre de gravité Sera :

$$I_x = \frac{b h^3}{12} \quad \text{et} \quad I_y = 0 \quad \text{pour les voiles longitudinaux}$$

$$I_y = \frac{b h^3}{12} \quad \text{et} \quad I_x = 0 \quad \text{pour les voiles transversaux}$$

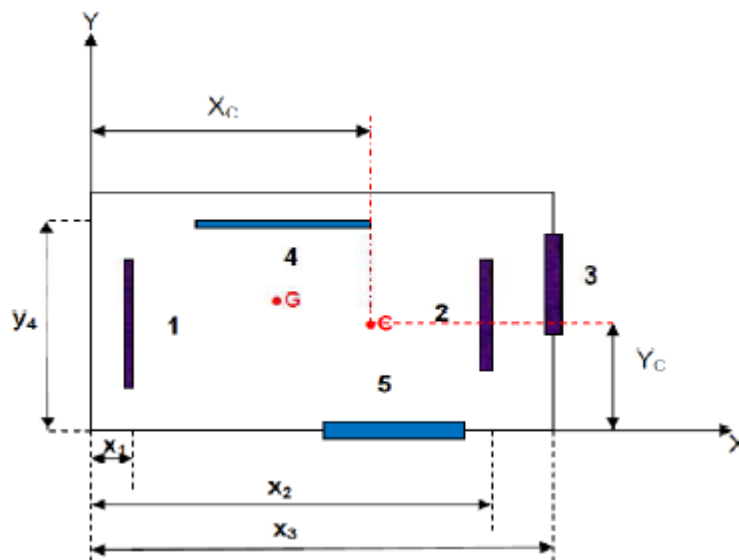


figure II.5 Exemple 1

Coordonnées du centre de torsion :

$$x_C = \frac{(\sum_{i=1}^n I_{ix} x_i)}{\sum_{i=1}^n I_{ix}}$$

$$y_C = \frac{(\sum_{j=1}^m I_{jy} y_j)}{\sum_{j=1}^m I_{jy}}$$

Coordonnées du centre de gravité :

$$x_G = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i x_i)}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

$$y_G = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i y_i)}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

Excentricité théorique :

$$e_{th,x} = |x_C - x_G| \quad \text{et} \quad e_{th,y} = |y_C - y_G|$$

Avec :

b : épaisseur du voile

h : largeur du voile

I_x et I_y : les moments d'inertie par rapport à l'axe ox et l'axe oy respectivement.

x_C et y_C : coordonnées (abscisse et ordonnée respectivement) du centre de torsion

x_G et y_G : coordonnées (abscisse et ordonnée respectivement) du centre de masse

x_i et y_i : coordonnées (abscisse et ordonnée respectivement) du centre de gravité du voile i par rapport au repère (oxy)

II-4-2- Comportement des structures symétriques et dissymétriques :

a) Bâtiment symétrique :

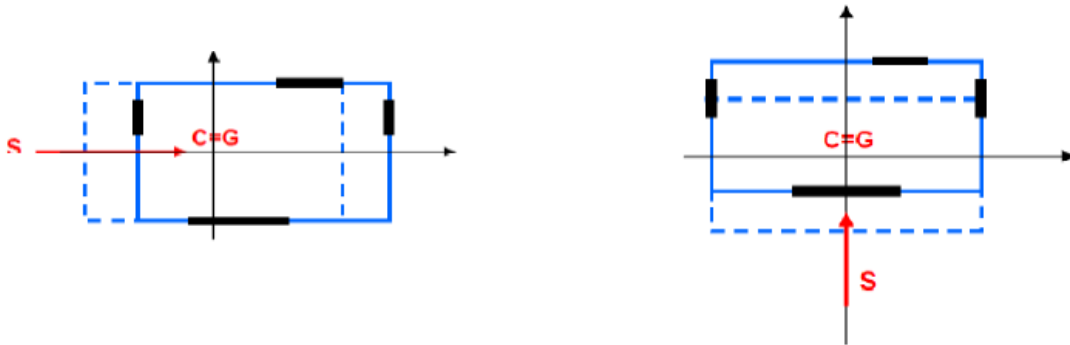


Figure II. 6 Bâtiment symétrique

b) Bâtiment dissymétrique :

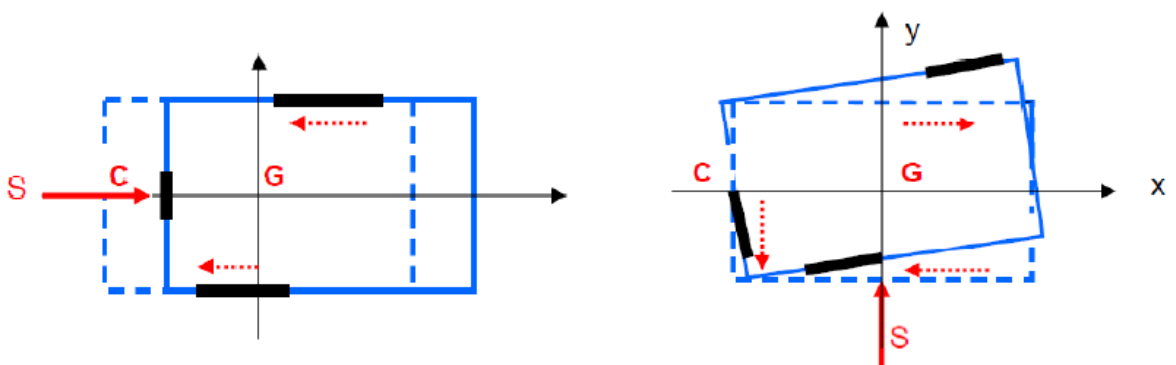


Figure II.7 Bâtiment dissymétrique

-Pour un bâtiment symétrique, seule la translation est à considérer.

-Pour les autres situations, la translation et la rotation doivent être prises en compte.

Les forces représentées en pointillées rétablissent l'équilibre de l'ensemble de la structure sous l'action de S .

Chapitre II : Notions théoriques sur le contreventement des bâtiments

"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 ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides.

Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vibre autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. Le concepteur doit minimiser le plus possible la torsion en évitant la dissymétrie de la forme de la structure et en choisissant convenablement les positions des éléments de contreventement vertical.

- un effort horizontal passant par le centre de torsion entraîne uniquement une translation,
- un couple dont l'axe vertical passe par le centre de torsion n'entraîne qu'une rotation des voiles.

c) Répartition des efforts :

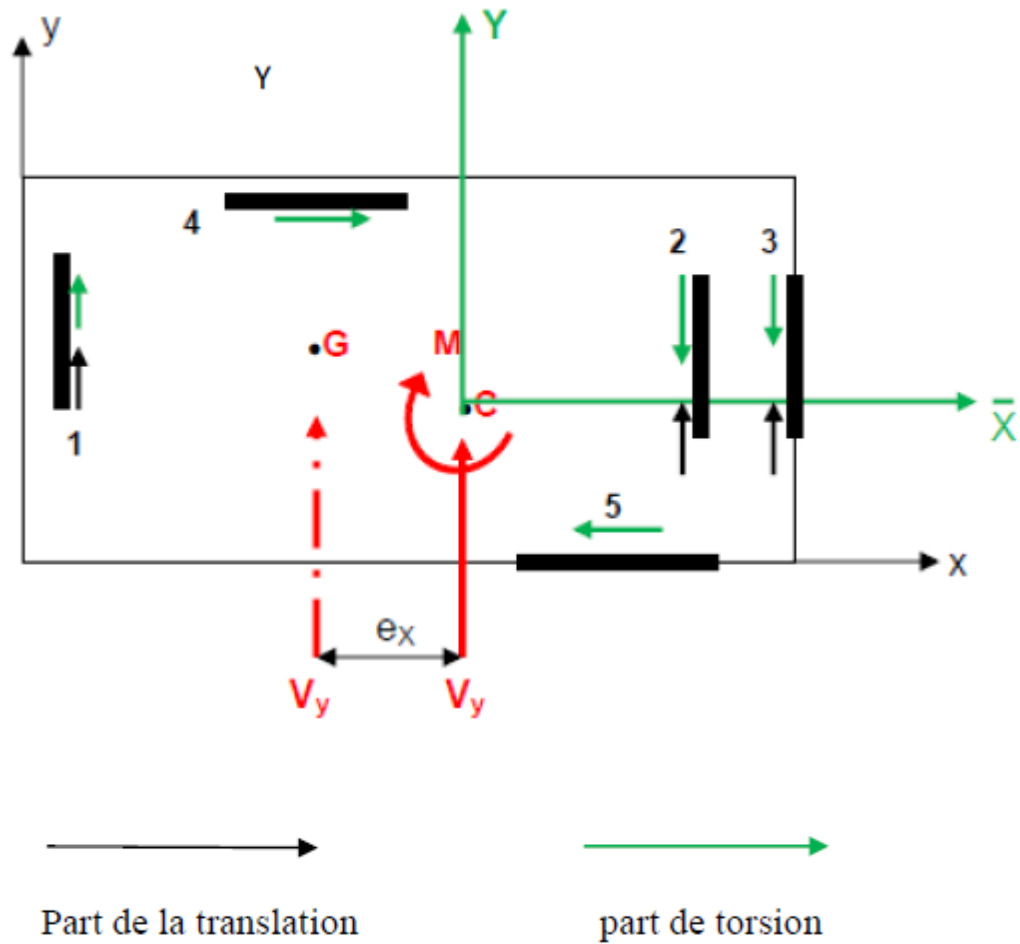


Figure II.8 Répartition des efforts

Avec :

C : centre de cisaillement.

G : centre de masse.

$$M = V_y \cdot e_x$$

Les efforts repris par les refends sont donnés par les relations suivantes :

$$V_{ix} = V_x \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{iy}} - M \cdot \frac{I_{iy} \cdot \bar{Y}_i}{\sum (I_{ix} \cdot \bar{X}_i^2 + I_{iy} \cdot \bar{Y}_i^2)}$$

$$V_{iy} = V_y \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{iy}} - M \cdot \frac{I_{ix} \cdot \bar{X}_i}{\sum (I_{ix} \cdot \bar{X}_i^2 + I_{iy} \cdot \bar{Y}_i^2)}$$

Avec :

V_x et V_y : efforts tranchants à la base suivant la direction ox et la direction oy respectivement

V_{ix} et V_{iy} : efforts tranchants à la base du voile i base suivant la direction ox et la direction oy respectivement

M : moment de torsion

\bar{X}_i et \bar{Y}_i : coordonnées (abscisse et ordonnée respectivement) du centre de gravité du voile i par rapport au repère (cxy) (c : centre de torsion)

II-5-Contreventement horizontal (diaphragme) :

Un diaphragme est un plan horizontal (plancher de tout niveau, charpentes) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement.

II-5-1-principe du contreventement horizontal :

Le contreventement horizontal reçoit les sollicitations horizontales dans chaque direction. Il doit donc être rigide afin de pouvoir les transmettre fidèlement aux éléments verticaux.

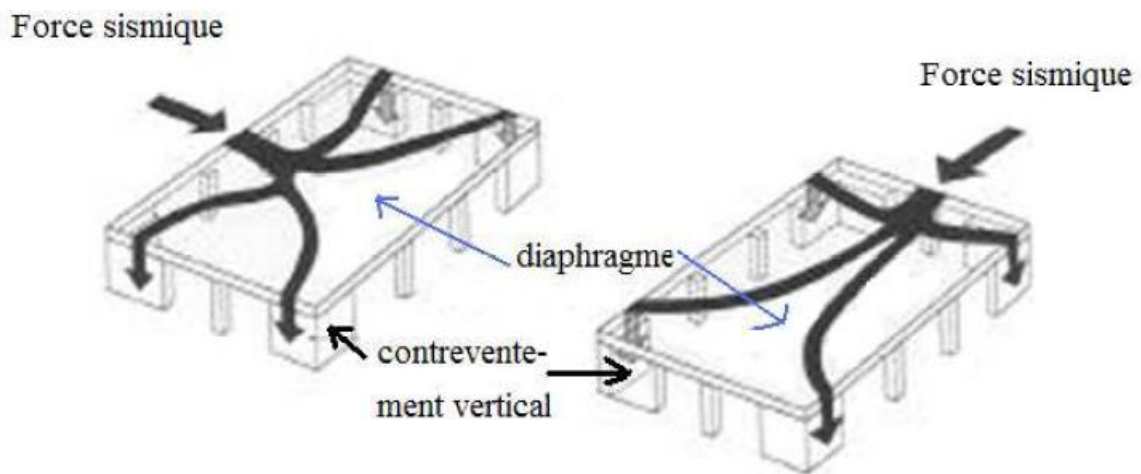


Figure II. 9 Principe de fonctionnement du contreventement horizontal

II-5-2-Rôle du contreventement horizontal :

Le rôle du diaphragme consiste à :

- Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents proportionnellement à leur rigidité.
- Raidir le niveau: à l'absence du contreventement horizontal, chacun des éléments verticaux travaillerait en solitaire ce qui signifierait une destruction garantie de la structure en cas de séisme.
- Coupler les éléments porteurs verticaux.

La rigidité d'un diaphragme dépend :

- Du type d'ouvrage (les planchers en béton armé constituent, en général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles).
- De sa forme en plan (les diaphragmes longs et étroits sont flexibles).
- De la présence éventuelle de grandes trémies qui réduisent la rigidité d'un diaphragme. (AFPS. 2004)

La fonction diaphragme est considérée assurée s'il n'existe qu'une seule trémie dont aucune dimension n'excède la moitié du petit côté du plancher (les trémies dont le plus grand côté n'excède pas 50 cm de longueur sont négligées).

Dans les autres cas, il faut justifier que le diaphragme fonctionne "en treillis" ou "en voûtes".

Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) considère comme régulières en plan les constructions dont la surface totale des trémies n'excède pas 15 % de la surface du plancher.

Il est nécessaire de renforcer les rives des trémies : des armatures complémentaires, de section égale à celle des armatures coupées par la trémie, doivent être disposées de chaque côté de la trémie.

II-6- Disposition convenable des contreventements :

II-6-1-la disposition des éléments de contreventement :

Les éléments de contreventement sont disposés de telle sorte à rapprocher le plus possible le centre de torsion du centre de masse.

Une structure dont le centre de masse ne coïncide pas avec le centre de torsion (centre des Inerties), est soumise à un moment de torsion ; pour arriver à contrôler ce phénomène, la distribution des contraintes dans un solide soumis à la torsion doit être telle qu'il faut que:

-Les éléments susceptibles de donner la résistance trigonale à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal.

En effet, pour un moment de torsion M_t donné, la résultante de cisaillement V dans chaque contreventement sera déduite de l'équilibre des moments, c'est à dire d'une relation du type $V = \frac{M_t}{d}$ et plus le bras de levier d sera grand plus V sera petit.

- Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion soient mises en place pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.

- Lorsqu'on a le choix, uniformiser la masse sur le plancher, éviter de placer les masses correspondant aux charges d'exploitation dans des zones de la structure où elles risquent d'engendrer des sollicitations importantes de flexion ou de torsion.

Ainsi, des zones massives telles que bibliothèques, archives, salle de radiographie, doivent être placées au sous-sol ou au rez-de-chaussée plutôt qu'aux étages, afin de réduire le cisaillement et la flexion ; et pour limiter la torsion, ces mêmes zones massives, si elles sont placées en hauteur, doivent être situées le plus proche possible du centre de torsion du bâtiment.

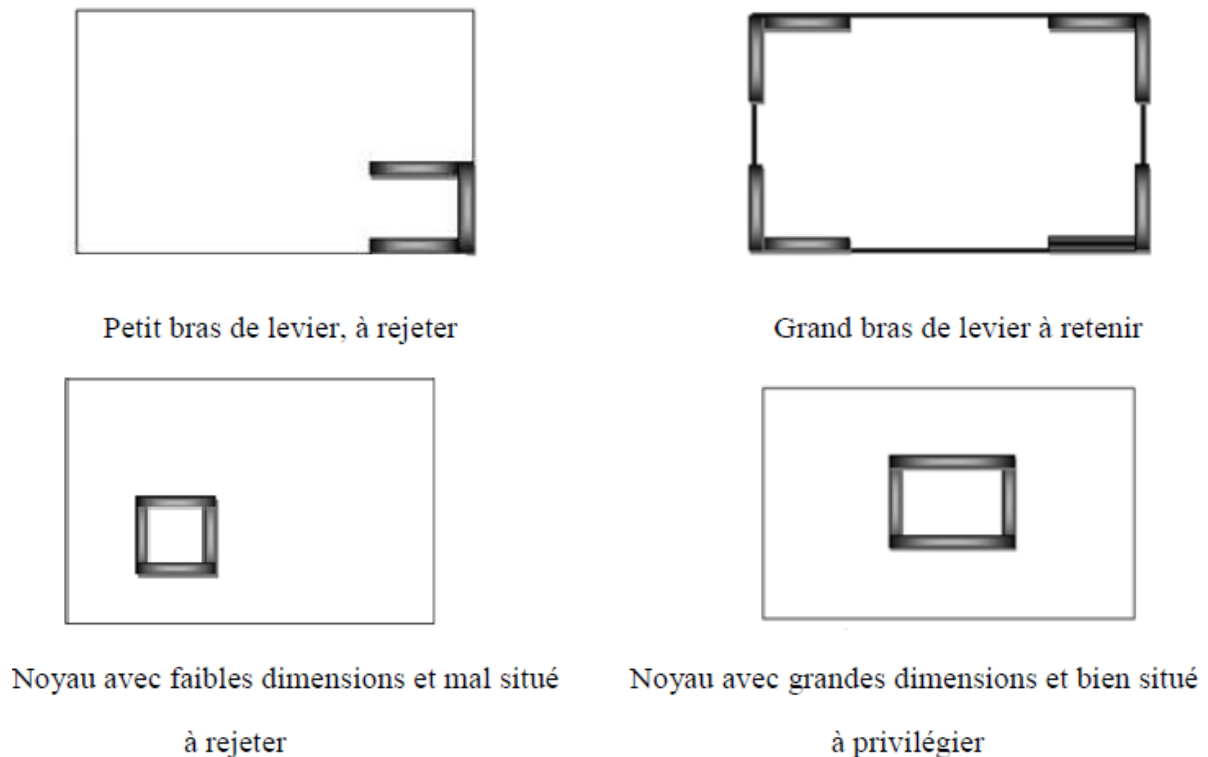


Figure II. 10 différentes dispositions des éléments de contreventement

II-6-2- Superposition des contreventements :

Il faut toujours veiller à ce que les contreventements d'un niveau (n+1) soient superposés à ceux du niveau(n) et éviter une augmentation de rigidité ou de dimensions des éléments. 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 même en consentant d'importants surcoûts.

Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs.

Le décalage horizontal des parois en béton armé dans le plan de la façade génère d'importantes sollicitations et déformations dans la structure porteuse lors de tremblements de terre.

Il s'agit d'efforts locaux verticaux (résultant du moment renversant), d'efforts tranchants affectant les dalles à la hauteur des décalages, de surcharges sur les fondations, etc.

II-6-3- Raideur et résistance à la torsion :

La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal.

Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.

La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques.

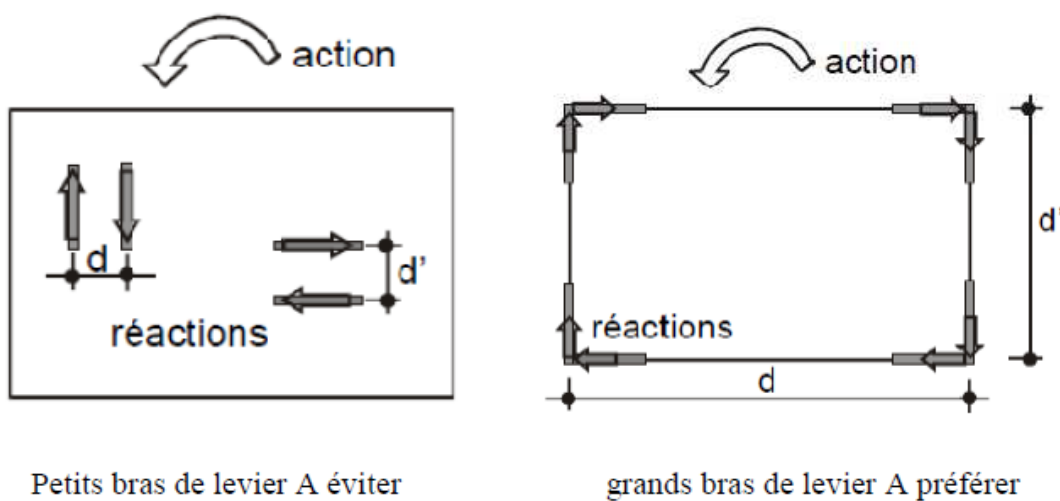


Figure II. 11 Relation entre le bras de levier et la résistance à la torsion

II-6-4- Les étages flexibles :

Un niveau "souple" ou "flexible" est:

- un niveau dont la rigidité latérale est inférieure à 70 % de celle du niveau immédiatement au-dessus.
- un niveau dont la rigidité latérale est inférieure à 80 % de la rigidité latérale moyenne des trois (03) niveaux situés immédiatement au-dessus de lui.

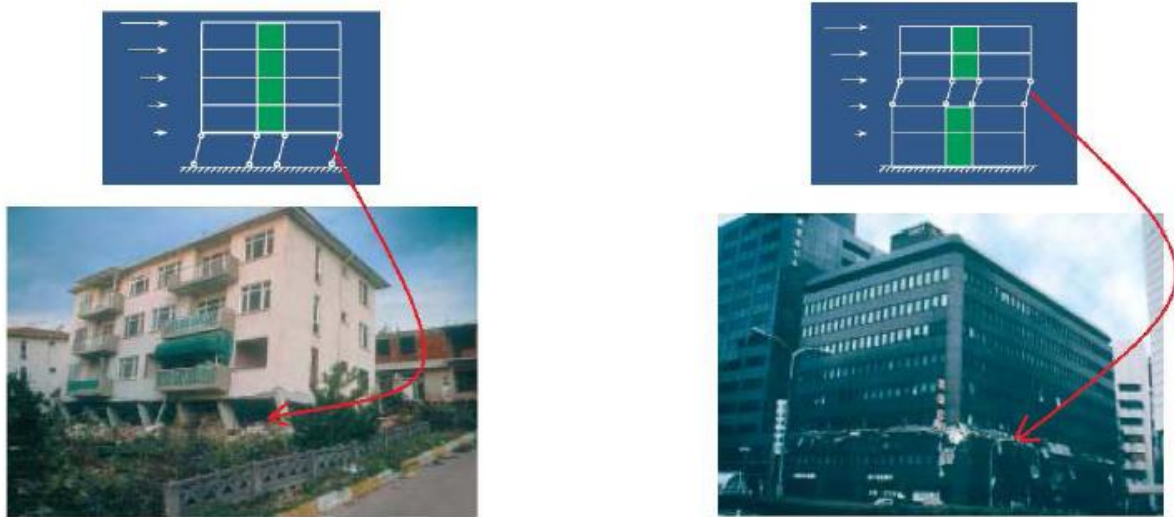


Figure II. 12 Niveaux flexibles

Les images ci-dessus représentent des ouvrages endommagés par le passage d'un séisme.

A droite, le Troisième étage de cet immeuble commercial a disparu ; les niveaux supérieurs se sont affaissés d'un étage à cause de la présence d'un niveau flexible.

A gauche, la présence d'un niveau Transparent (rez-de-chaussée flexible) a détérioré le bâtiment ; cette situation est très fréquente en Algérie, où une grande partie des bâtiments d'habitation un niveau transparent destiné au Commerce.

Dans tous les cas, la solution efficace reste celle de conférer à ces niveaux flexibles, une rigidité Comparable à celle des autres niveaux.

II-6-5- Rigidité de la structure :

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.

En tout état de cause, on apportera le plus grand soin au calcul des efforts et au dimensionnement de l'ensemble du système de contreventement, ainsi qu'à la mise en œuvre des dispositifs constructifs dans les zones de transition.

Chapitre III : Description du modèle

III-1- Caractéristiques des matériaux :

III-1-1- Béton :

Les hypothèses adoptées pour le béton utilisé dans cette analyse sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 1 : caractéristiques mécaniques du béton utilisé

Module de Young E_b (MPa)	32 000
Coefficient de Poisson : ν	0.2
Module de cisaillement : G (MPa)	13300
Masse volumique : ρ (Kg/m ³)	2501.36
Résistance caractéristique à 28 jours : f_{c28} (MPa)	25

III-1-2- Acier :

Les hypothèses concernant l'acier sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 : caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé

Module de Young E_s (MPa)	210 000
Coefficient de Poisson : ν	0.3
Module de cisaillement : G (MPa)	80 800
Masse volumique : ρ (Kg/m ³)	7852.83
limite élastique : f_e (MPa)	400

III-2- Dimensions de la structure :

La structure est représentée par la figure suivante :

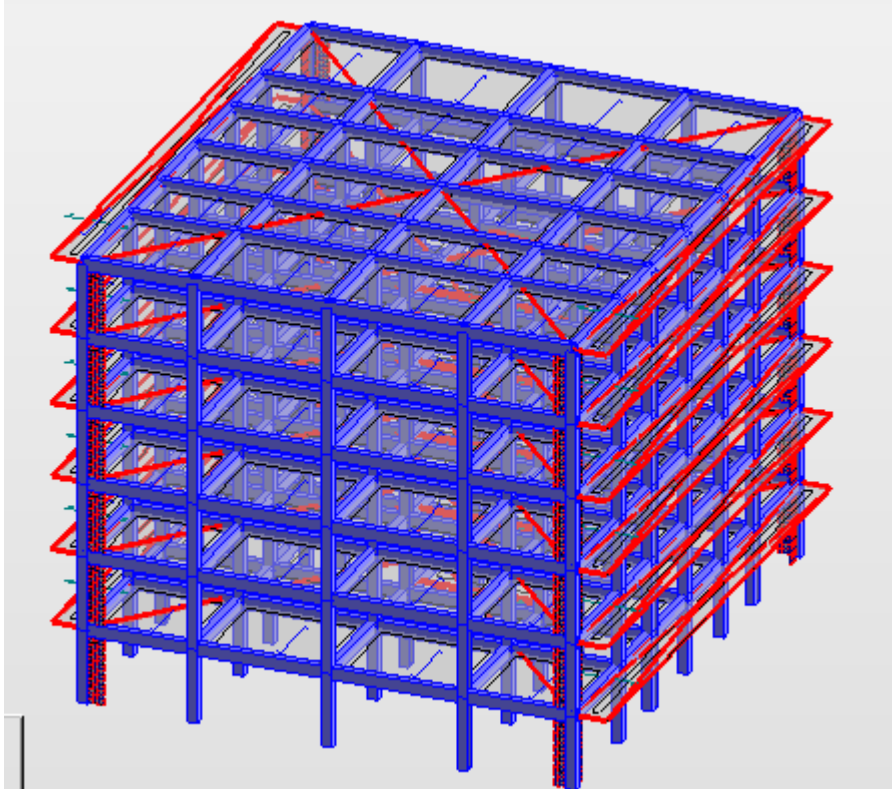


Figure III. 1 Forme de la structure

Remarque : la figure précédente doit montrer la forme générale du bâtiment sachant que le nombre d'étage dans cette étude est variable.

Le tableau suivant résume les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure.

Tableau III. 3 : dimensions des éléments

poteaux	(40 X 40) cm ²
poutres	(30 X 50) cm ²
planchers	épaisseur 20 cm
balcons	épaisseur 15 cm
hauteur d'étage	3 m

(Les dimensions des voiles en L sont variables dans cette étude).

III-3- Charge et surcharge :

Le bâtiment est soumis à son poids propre plus une charge permanente de 3.45 KN/m² ainsi qu'une charge d'exploitation de 1.5 KN/m².

III-4- Caractéristiques sismiques :

Pour cette étude on a adopté les hypothèses suivantes :

- Le bâtiment est implanté en zone III.
- Site S3 (site meuble selon le RPA99/2003).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne selon le RPA99/2003).
- Coefficient de comportement $R=4$.
- Facteur de qualité $Q=1.2$.
- Amortissement $\xi = 7\%$
- Excentrement : $e = e_{acc} = 5\% L$
- Nombre de modes considérés : 5

III-5- Description du logiciel de calcul :

Le logiciel utilisé est **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013**.

Le logiciel **Robot** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Robot utilise notamment certaines conventions pour la direction des axes locaux des panneaux à étudier, ainsi que la nomenclature des efforts et des déplacements.

La figure suivante montre la convention de signe utilisé par le logiciel pour les déplacements et les rotations.

Conventions de signe des déplacements et rotations

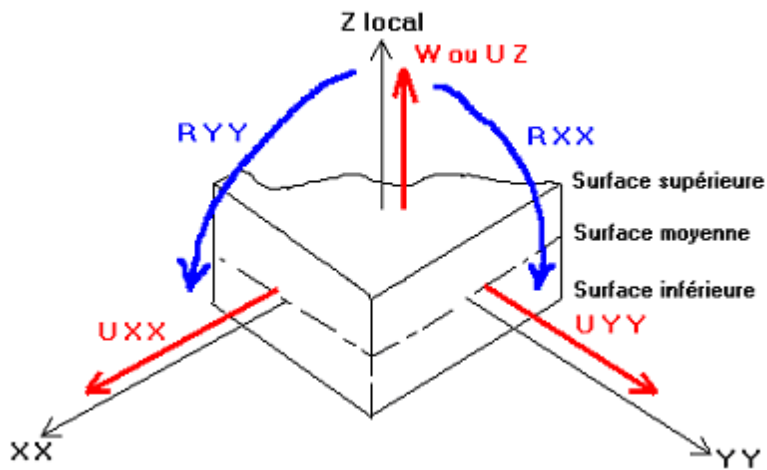


Figure III.2 Convention de signe des déplacements et rotations

Et la figure suivante montre la convention de signe utilisé par le logiciel pour les efforts.

Conventions de signe des efforts

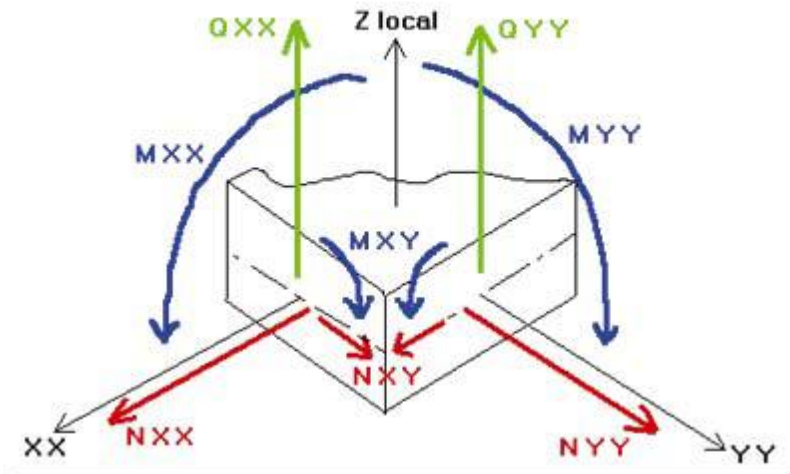


Figure III.3 Convention de signe pour les efforts

Dans toute la suite de l'étude, cette convention de signe doit être respectée sachant que la direction des axes dans le panneau prendra la forme telle qu'illustrée sur la figure suivante :

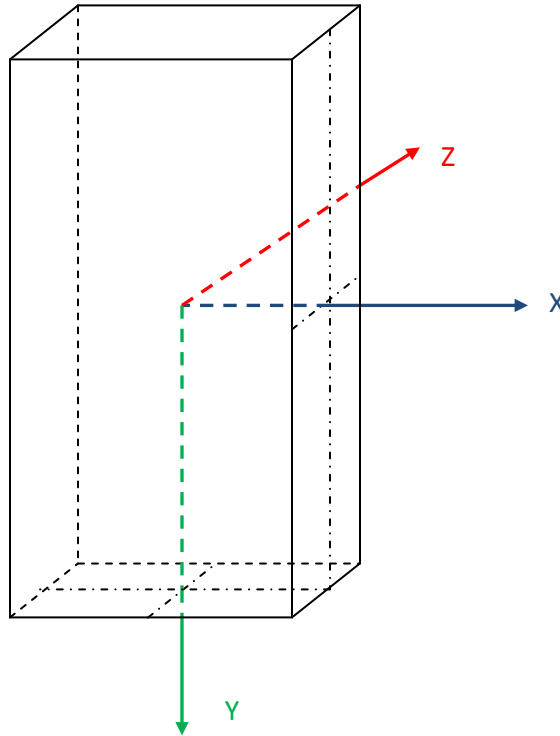


Figure III. 4 Direction des axes locaux pour les panneaux (voiles)

III – 6 – Hypothèse de maillage :

- Modèle de calcul du voile : coque
- Méthode de maillage : Coons (voir annexe B)
- Type d'éléments finis : surfacique quadrangle (4 nœuds)
- Taille de l'élément : division 1 = division 2 = 5

Chapitre III : Description du modèle

Cette étude va se faire en adoptant le maillage régulier décrit ci-dessus, qui prend la forme montrée sur la figure suivante :

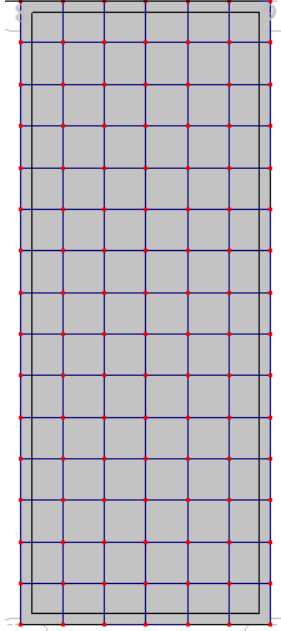


Figure III. 5 Description du maillage régulier adopté pour le voile

Chapitre IV : Etude comparative

IV-1- Introduction :

Dans ce qui suit, on va analyser les différents modèles choisis (voir annexe A) afin de voir l'évolution des différents efforts (moment fléchissant, contrainte normale, contrainte tangentielle) et le déplacement maximal ainsi que la période propre pour chaque cas au niveau des sommets des bâtiments en fonction de l'épaisseur, de la largeur des voiles, de la présence ou l'absence des poteaux d'angle ainsi que la variation du nombre d'étage.

Les efforts sont représentés par la cartographie qui décrit leur distribution tout au long du panneau, le déplacement latéral maximum est donné dans des tableaux.

L'évaluation des efforts concernera les voiles du rez-de-chaussée car c'est les plus sollicités.

IV-2- Etude de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles :

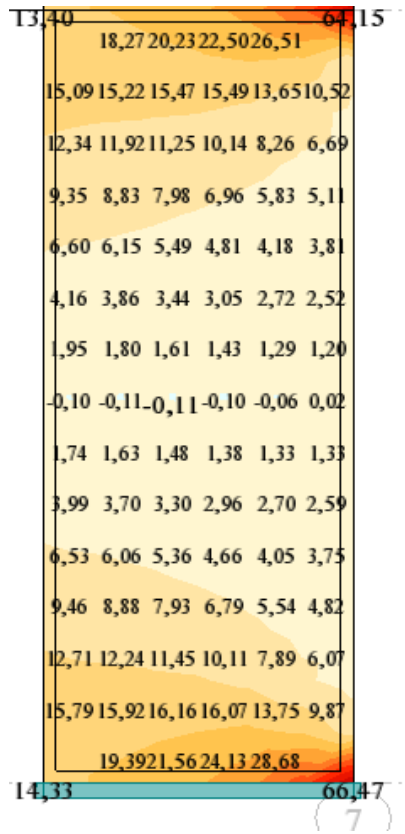
a) Introduction :

Dans le but de valider les résultats des travaux antérieurs sachant que ces derniers n'étaient pas obtenus par la même version du logiciel et de ce fait on s'intéresse seulement à l'aspect global de ces études.

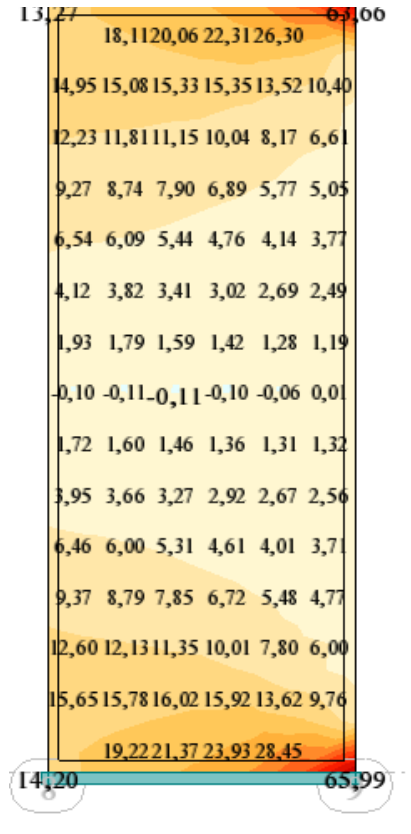
Pour voir l'incidence de la variation de l'épaisseur, on choisit un modèle de bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles de largeur de 120 cm.

Aussi, la comparaison va concerner seulement le voile droit de la face avant.

b) Evaluation du moment de flexion maximum M_{yy} (KN.m/m) :



épaisseur = 15 cm



épaisseur = 20 cm

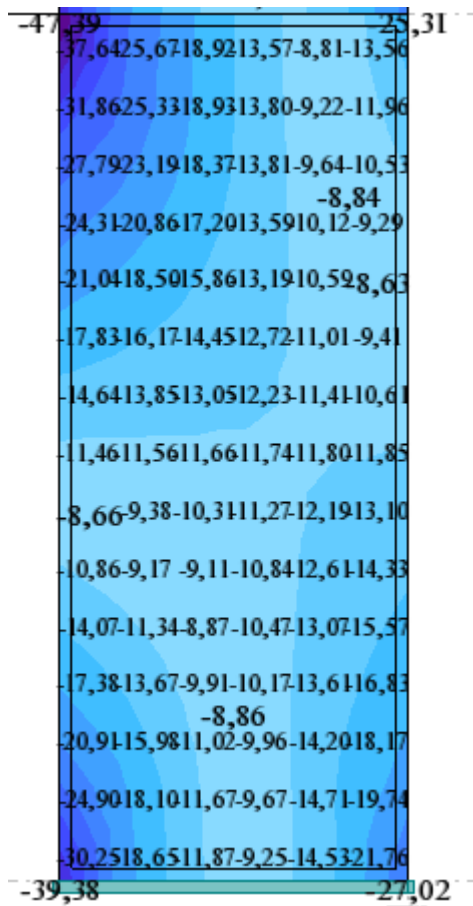
Interprétation des résultats :

- Dans tous les cas montrés précédemment, on remarque que le moment maximum est concentré au coin inférieur du voile dans la zone de jonction et la valeur du moment a tendance à diminuer quand l'épaisseur augmente et le tableau suivant est un récapitulatif de la variation de la valeur maximale du moment.

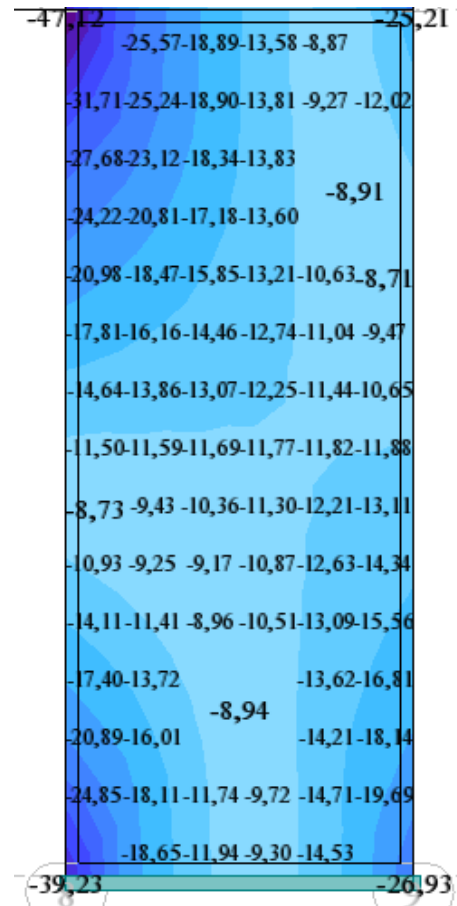
Tableau IV.1 : variation de la valeur du moment maximale

nombre d'étage	avec poteaux d'angle	moment max pour une épaisseur de 15 cm (KN.m/m)	moment max pour une épaisseur de 20 cm (KN.m/m)
3	non	28.83	28.83
3	oui	11.42	11.33
5	non	42.82	42.65
5	oui	16.86	16.65
10	non	66.47	65.99
10	oui	26.66	26.28
15	non	76.83	76.10
15	oui	29.76	29.22

c) Evaluation de la contrainte normale suivant l'axe y local du panneau σ_{yy} (MPa) :



épaisseur = 15 cm



épaisseur = 20 cm

Interprétation des résultats :

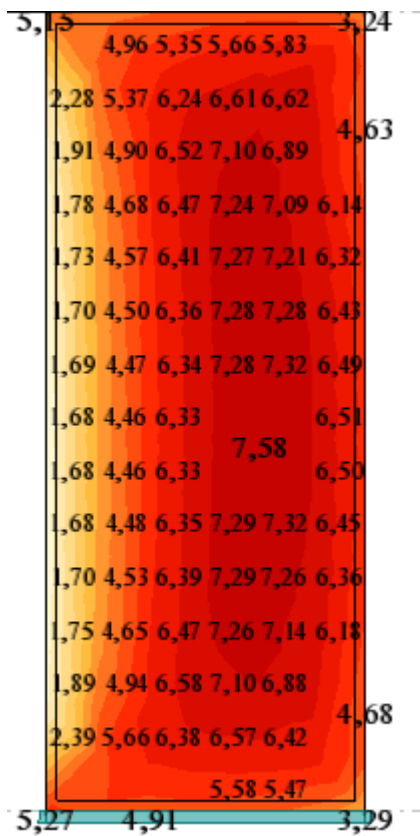
- On remarque que les contraintes normales σ_{yy} se concentrent au deux coins supérieur et inférieur opposés à la zone de jonction.
- Le tableau suivant illustre les valeurs du coin supérieur et inférieur des contraintes normales σ_{yy} et permet aussi d'effectuer une comparaison pour les deux valeurs de l'épaisseur du voile.

Tableau IV.2 : variation de la valeur des contraintes σ_{yy} maxima

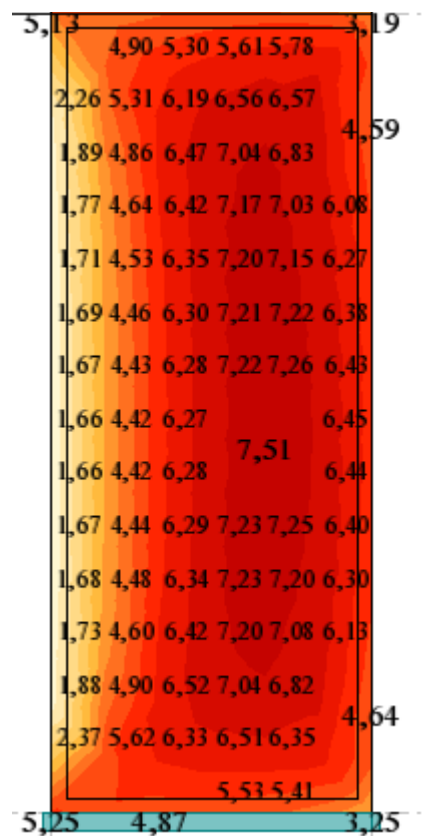
nombre d'étage	présence des poteaux d'angle	épaisseur 15 cm		épaisseur 20 cm	
		contrainte σ_{yy} pour le coin supérieur (MPa)	contrainte σ_{yy} pour le coin inférieur (MPa)	contrainte σ_{yy} pour le coin supérieur (MPa)	contrainte σ_{yy} pour le coin inférieur (MPa)
3	non	-19.63	-18.53	-19.63	-18.53
3	oui	-17.84	-16.89	-17.66	-16.71
5	non	-29.53	-26.76	-29.43	-26.68
5	oui	-26.84	-24.44	-26.49	-24.10
10	non	-47.39	-39.38	-47.12	-39.23
10	oui	-44.83	-37.50	-44.24	-36.97
15	non	-53.73	-42.29	-52.32	-44.09
15	oui	-53.64	-42.18	-52.80	-41.49

- On voit la aussi que l'augmentation de l'épaisseur contribue à réduire les contraintes normales verticales (suivant y).

d) Evaluation de la contrainte tangentielle du panneau τ_{xy} (MPa) :



épaisseur = 15 cm



épaisseur = 20 cm

Interprétation des résultats :

- Le tableau suivant illustre les valeurs maximales de la contrainte tangentielle pour différentes structures pour deux valeurs de l'épaisseur.

Tableau IV.3 : variation de la valeur de la contrainte tangentielle maximale en fonction de l'épaisseur

nombre d'étage	présence de poteaux d'angle	contrainte tangentielle pour une épaisseur de voile de 15 cm (MPa)	contrainte tangentielle pour une épaisseur de voile de 20 cm (MPa)
3	non	3.49	3.49
3	oui	3.75	3.72
5	non	5.12	5.10
5	oui	5.52	5.45
10	non	7.58	7.51
10	oui	8.58	8.46
15	non	8.24	8.14
15	oui	9.33	9.15

- On remarque que la contrainte diminue quand l'épaisseur du voile augmente.

e) Evaluation du déplacement maximal u_{xx} :

Les résultats de la comparaison sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : déplacements horizontaux maximaux pour des voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur variable (15 cm et 20 cm)

nombre d'étages	présence de poteaux d'angle	déplacement horizontale maximum pour un voile d'épaisseur 15 cm (cm)	déplacement horizontale maximum pour un voile d'épaisseur 20 cm (cm)
3	non	1.6	1.6
3	oui	1.4	1.4
5	non	3.5	3.5
5	oui	3	3
10	non	10.3	10.2
10	oui	9.3	9.1
15	non	18.4	18.3
15	oui	16.8	16.3

Les déplacements relatifs sont illustré dans l'annexe A.

Interprétation des résultats :

- On voit qu'il n'y a aucun changement notable de la valeur du déplacement pour les bâtiments à 3 et à 5 étages, puis on remarque que pour un nombre de niveaux supérieure, le déplacement horizontal est diminué par l'augmentation de l'épaisseur du voile, mais cette diminution reste faible (dans notre cas de l'ordre du millimètre).
- Au niveau des déplacements relatifs, la différence n'est pas très grande entre les valeurs pour les deux épaisseurs, mais on remarque quand même que l'augmentation de l'épaisseur engendre une diminution du déplacement.
- Le RPA 99/2003 impose que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de hauteur de l'étage.

$$h_{\text{étage}} = 3 \text{ m} \Rightarrow 1 \% h_{\text{étage}} = 3 \text{ cm}$$

On remarque (voir annexe A) que la valeur du déplacement relatif maximum (1.2 cm) est largement inférieure à la limite réglementaire.

f) Evaluation de la période propre :

Sur le même modèle précédent, (bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles de largeur 120 cm), les périodes propres de la structure pour les deux cas (épaisseur 15 cm et épaisseur 20 cm) sont données comme suit :

- Pour une épaisseur de 15 cm, la période propre maximale (donnée par le premier mode) est de 0.67 s et la période propre minimale est de 0.22 s.
- Pour une épaisseur de 20 cm, la période propre maximale est de 0.66 s alors que la période propre minimale est de 0.22 s.

Interprétation :

- On constate que la période propre diminue avec l'augmentation de l'épaisseur.

IV-3- Etude de l'effet de la variation de la largeur des voiles :

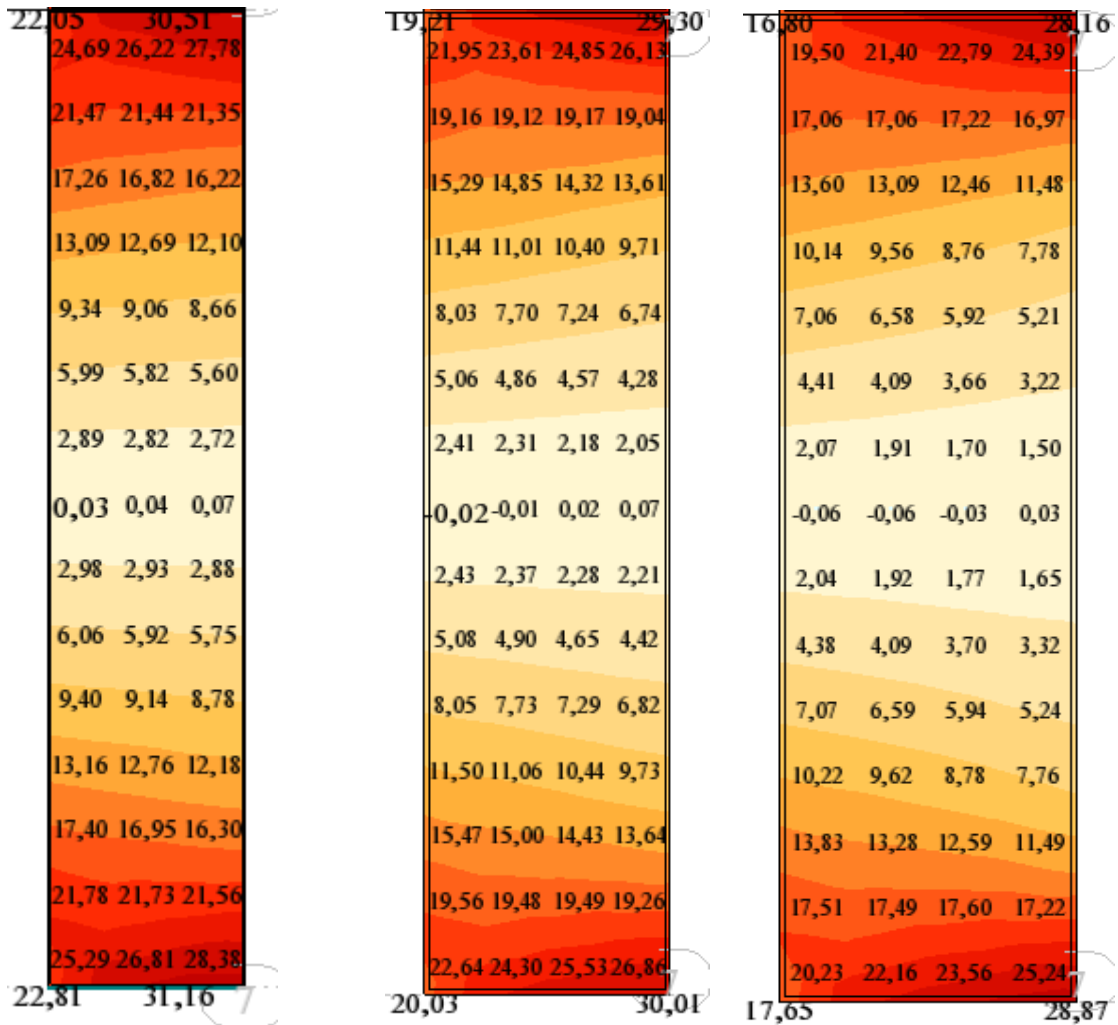
a) Introduction :

Pour apprécier le comportement des voiles en fonction de la largeur, on choisit un modèle de structure à 10 étages avec poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 15 cm (sauf exception) et pour faciliter la comparaison, l'étude va se faire toujours pour le panneau droit de la face avant.

Dans ce cas les largeurs considérées sont : 60 cm, 75 cm, 90 cm, 105 cm et 120 cm. Pour ces largeurs sont obtenus les cartographies des différents efforts (dans notre cas : le moment fléchissant, la contrainte normale, la contrainte tangentielle) ainsi que les déplacements maximaux au niveau du sommet et la période propre.

Toute évaluation est suivie d'interprétation éventuelle des résultats.

b) Evaluation du moment de flexion M_{yy} (KN.m/m) :

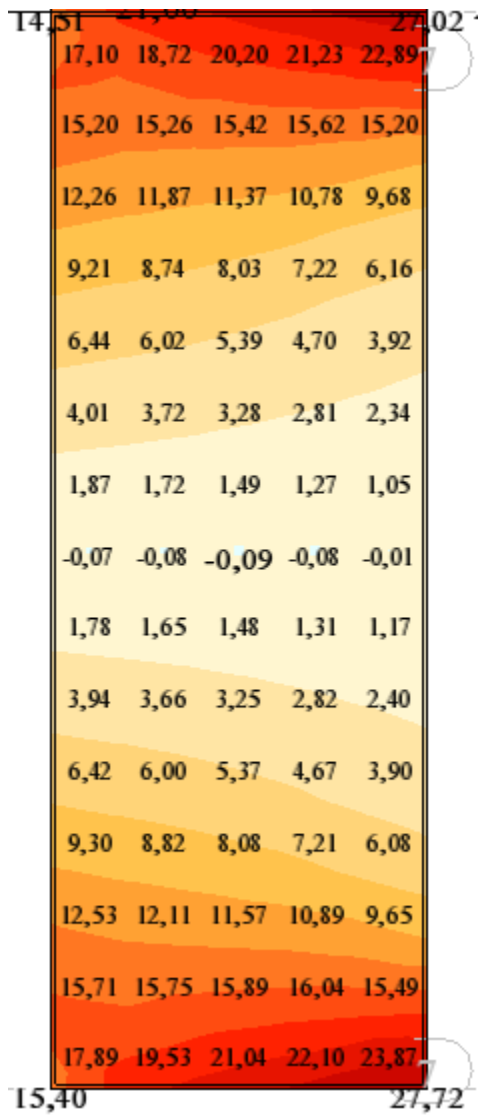


$L = 60$ cm

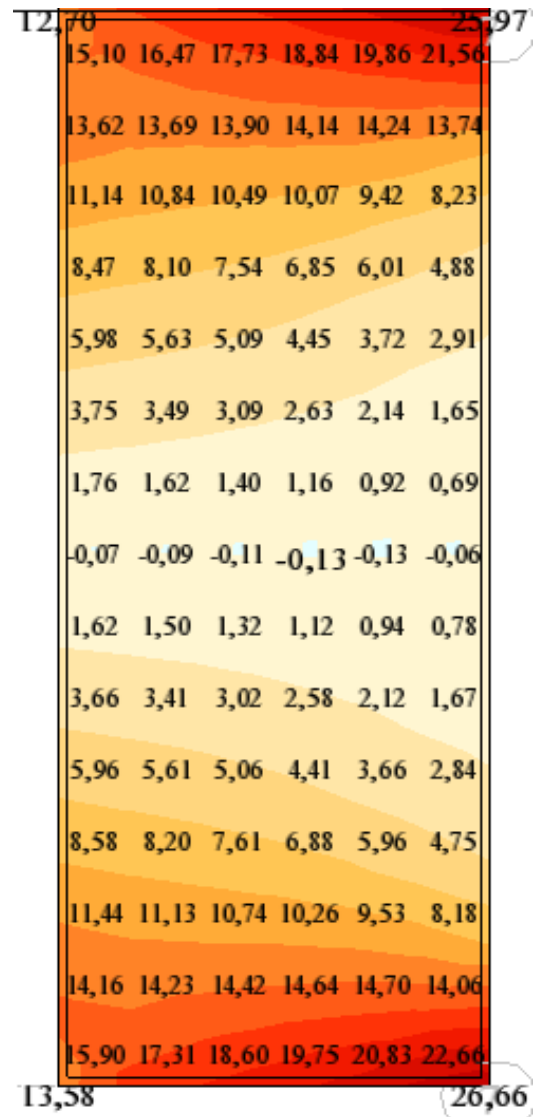
$L = 75$ cm

$L = 90$ cm

Chapitre IV : Etude comparative



L = 105 cm



L = 120 cm

Interprétation des résultats :

- Les deux tableaux suivants montrent les valeurs du moment de flexion M_{yy} pour plusieurs structures dans le cas où l'on a une épaisseur de 15 cm et 20 cm.

Tableau IV.5 : variation du moment de flexion maximum en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 15 cm.

nombre d'étages	présence du poteau d'angle	moment de flexion maximum pour une largeur L=60 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=75 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=90 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=105 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=120 cm (KN.m/m)
3	non	30.55	31.27	30.93	29.97	28.83
3	oui	16.34	14.80	13.54	12.40	11.42
5	non	45.59	46.76	46.29	44.48	42.82
5	oui	23.91	22.01	19.94	18.28	16.86
10	non	59.24	63.65	65.34	66.29	66.47
10	oui	31.47	30.31	28.87	28.00	26.93
15	non	68.88	73.94	75.77	76.74	77.60
15	oui	34.84	33.60	32.28	31.28	30.06

Chapitre IV : Etude comparative

Tableau IV.6 : variation du moment de flexion maximum en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 20 cm.

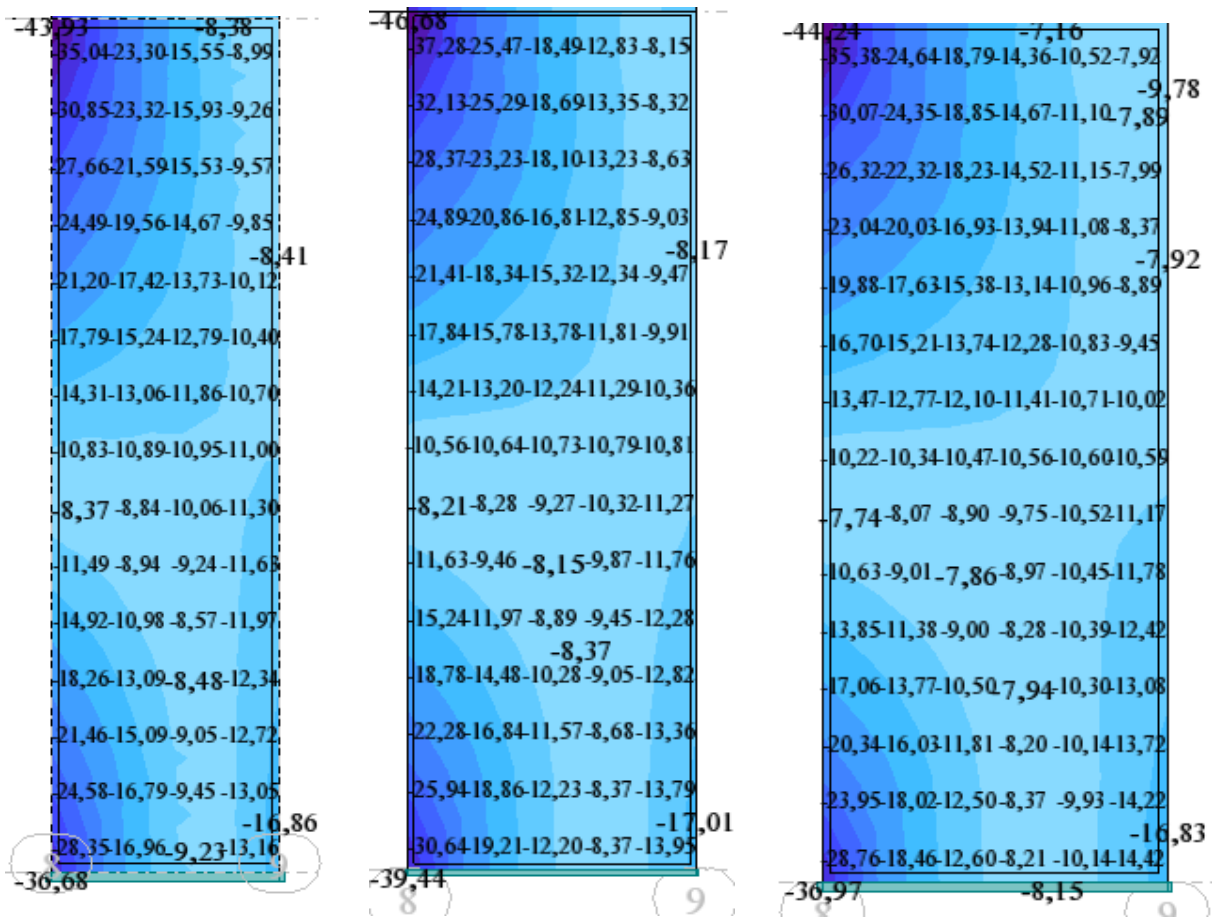
nombre d'étages	présence du poteau d'angle	moment de flexion maximum pour une largeur L=80 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=100 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=120 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=140 cm (KN.m/m)	moment de flexion maximum pour une largeur L=160 cm (KN.m/m)
3	non	31.19	30.37	28.83	26.80	25.10
3	oui	14.17	12.63	11.33	10.26	9.38
5	non	46.01	45.31	42.65	39.71	37.23
5	oui	20.77	18.53	16.65	15.09	13.82
10	non	63.41	65.69	65.99	64.63	63.22
10	oui	29.09	27.65	26.28	25.02	23.88
15	non	73.43	75.90	76.10	74.34	72.64
15	oui	32.74	31.09	29.22	28.07	26.79

- On constate que pour 62.5 % des cas illustrés sur les tableaux précédents, le moment fléchissant a tendance à diminuer quand la largeur du voile augmente.

c) Evaluation de la contrainte normale σ_{yy} (MPa) :

Les panneaux suivants concernent le cas d'un bâtiment à 10 étages avec poteaux d'angle et d'épaisseur de voile de 20 cm.

Comparaison concerne le panneau de droite de la face avant.

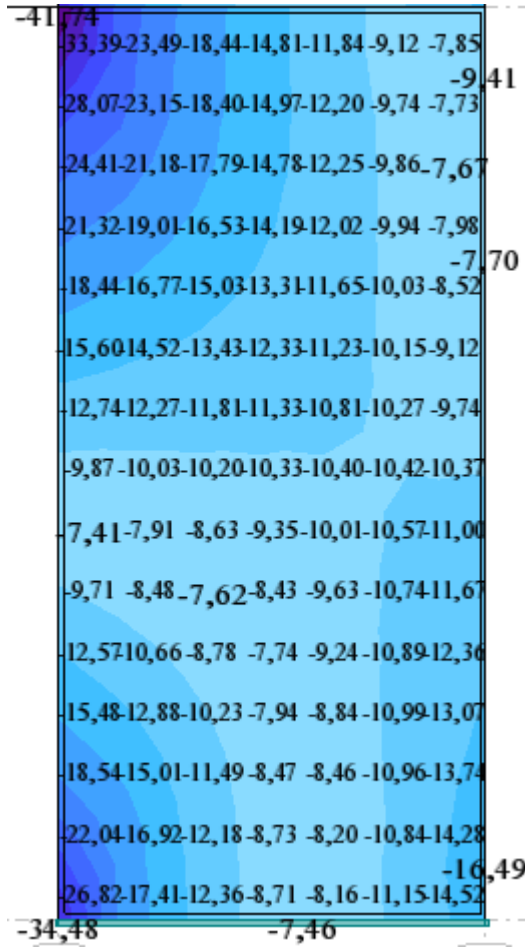


L = 80 cm

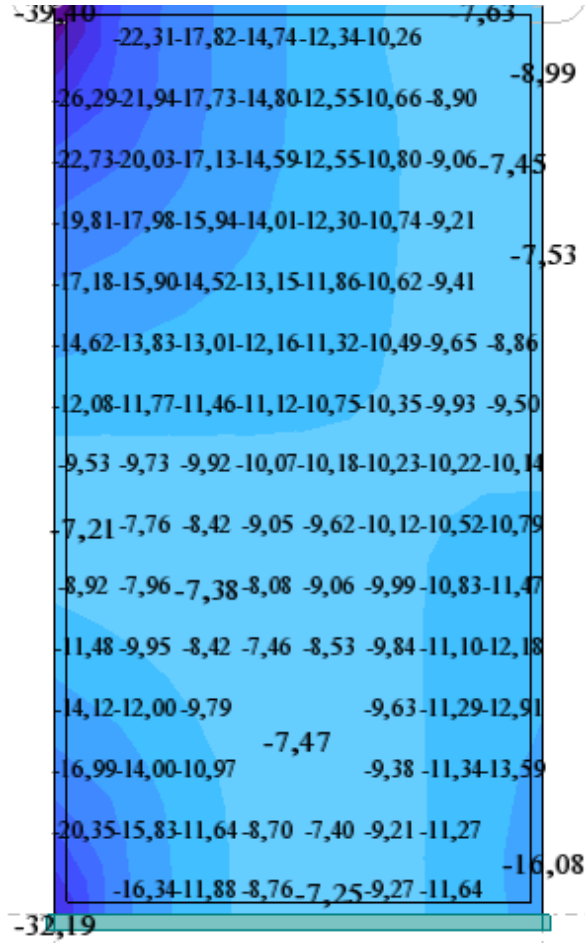
L = 100 cm

L = 120 cm

Chapitre IV : Etude comparative



$L = 140 \text{ cm}$



$L = 160 \text{ cm}$

Interprétation des résultats :

- Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes σ_{yy} maximales des coins supérieures et inférieures du coté opposé à la zone de jonction pour des bâtiments à 3, 5, 10 et 15 étages avec et sans poteaux d'angle et d'épaisseur de voile de 15 cm.

Tableau IV. 7 : variation de la contrainte normale σ_{yy} en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 15 cm.

nombre d'étage	présence de poteaux d'angle	contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 60 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 75 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 90 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 105 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 120 cm (MPa)	
		coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur
3	non	-24.42	-23.21	-24.14	-22.93	-22.68	-21.49	-21.18	-20.04	-19.63	-18.53
3	oui	-22.87	-21.78	-22.27	-21.21	-20.74	-19.72	-19.28	-18.29	-17.84	-16.89
5	non	-36.84	-33.47	-36.33	-33.11	-34.11	-31.05	-31.85	-28.94	-29.53	-26.76
5	oui	-34.38	-31.54	-33.46	-30.72	-31.17	-28.56	-28.98	-26.48	-26.84	-24.44
10	non	-50.54	-42.40	-51.69	-43.59	-50.57	-42.54	-49.18	-41.16	-47.39	-39.38
10	oui	-48.93	-41.78	-49.56	-42.33	-48.17	-40.93	-46.64	-39.34	-44.83	-37.50
15	non	-61.24	-48.38	-62.25	-49.52	-60.72	-48.14	-58.94	-46.42	-56.73	-44.29
15	oui	-59.05	-47.71	-59.54	-48.12	-57.74	-46.34	-55.84	-44.39	-53.64	-42.18

Chapitre IV : Etude comparative

- Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes σ_{yy} maximales des coins supérieures et inférieures du coté opposé à la zone de jonction pour des bâtiments à 3, 5, 10 et 15 étages avec et sans poteaux d'angle et d'épaisseur de voile de 20 cm.

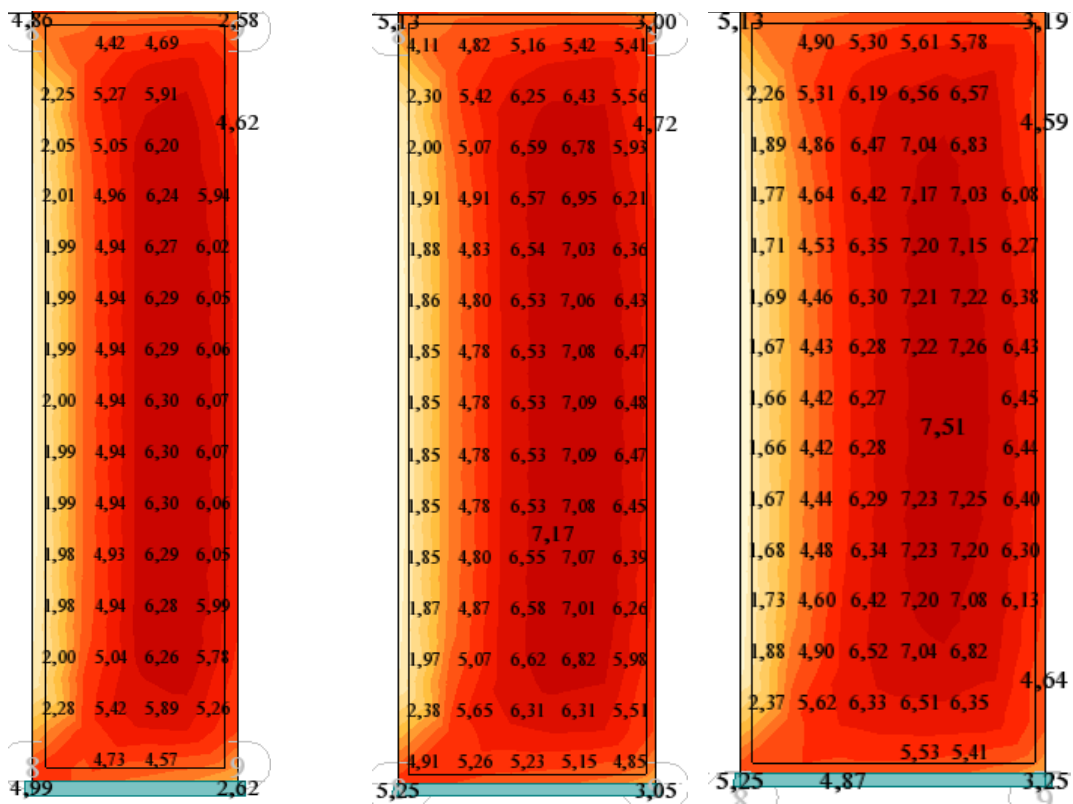
Tableau IV. 8 : variation de la contrainte normale σ_{yy} en fonction de la largeur du voile pour un voile d'épaisseur 20 cm.

nombre d'étage	présence de poteaux d'angle	contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 80 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 100 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 120 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 140 cm (MPa)		contrainte maximale σ_{yy} pour une largeur L = 160 cm (MPa)	
		coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur	coin supérieur	coin inférieur
3	non	-23.72	-22.52	-21.77	-20.62	-19.63	-18.53	-16.28	-15.08	-14.81	-13.69
3	oui	-19.49	-18.21	-19.60	-18.61	-17.66	-16.71	-15.94	-15.04	-14.48	-13.62
5	non	-35.55	-32.42	-32.63	-29.70	-29.43	-26.68	-24.35	-21.66	-22.18	-19.66
5	oui	-29.05	-26.22	-29.37	-26.85	-26.49	-24.10	-23.93	-21.68	-21.77	-19.63
10	non	-51.16	-43.21	-49.60	-41.68	-47.12	-39.23	-41.03	-33.12	-38.88	-31.06
10	oui	-43.93	-36.68	-46.68	-39.44	-44.24	-36.97	-41.74	-34.48	-39.40	-32.19
15	non	-61.44	-48.99	-59.36	-47.02	-56.32	-44.09	-49.31	-37.16	-46.74	-34.78
15	oui	-53.01	-41.67	-55.76	-44.43	-52.80	-41.49	-49.82	-38.59	-47.06	-35.95

- On remarque que la valeur de la contrainte maximale au coin supérieur est supérieure à celle du coin inférieur.
- Pour 50 % des cas, la contrainte normale diminue avec l'augmentation de l'épaisseur

d) Evaluation de la contrainte tangentielle τ_{xy} (MPa) :

Pour montrer la cartographie des contraintes et sa variation, on prendra l'exemple d'un bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle et d'épaisseur de voile de 20 cm.

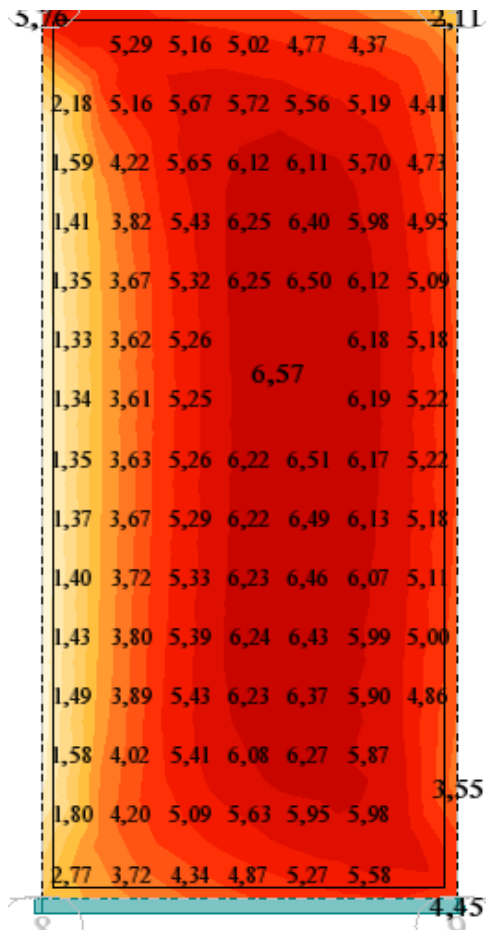


L = 80 cm

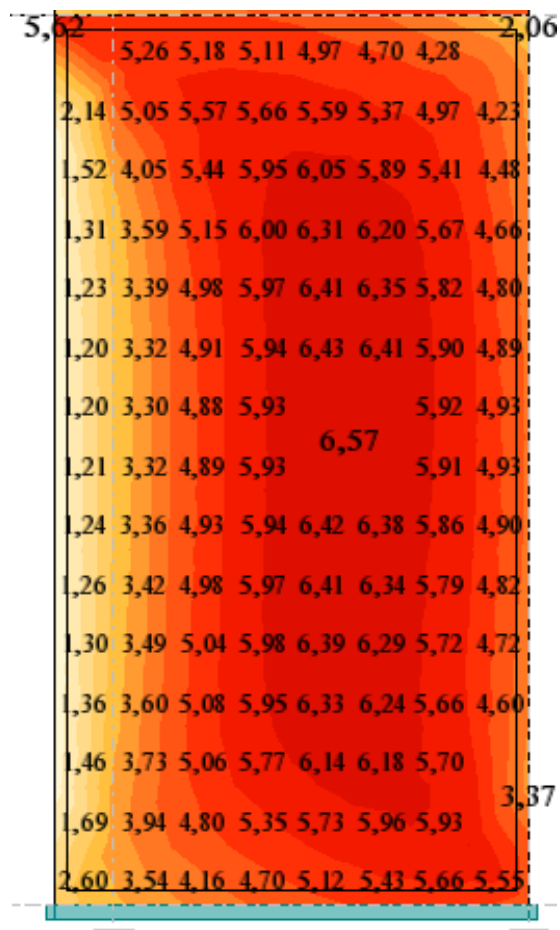
L = 100 cm

L = 120 cm

Chapitre IV : Etude comparative



L = 140 cm



L = 160 cm

Interprétation des résultats :

- Le tableau suivant montre les valeurs de la contrainte tangentielle pour des bâtiments à 3, 5, 10 et 15 étages avec et sans poteaux d'angle et pour une épaisseur de voile de 15 cm.

Tableau IV. 9 : variation de la contrainte tangentielle τ_{xy} pour des bâtiments de 3, 5, 10 et 15 étages pour une épaisseur de 15 cm

nombre d'étages	présence de poteaux d'angle	contrainte maximum τ_{xy} pour L= 60 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 75 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 90 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 105 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 120 cm (MPa)
3	non	3.03	3.38	3.56	3.53	3.49
3	oui	3.45	3.88	4.00	3.98	3.75
5	non	4.43	4.97	5.28	5.18	5.12
5	oui	5.02	5.71	5.95	5.85	5.58
10	non	5.39	6.41	7.09	7.41	7.58
10	oui	6.51	7.84	8.40	8.64	8.59
15	non	6.52	7.49	8.02	8.11	8.34
15	oui	7.29	8.57	9.32	9.44	9.43

Tableau IV. 10 : variation de la contrainte tangentielle τ_{xy} pour des bâtiments de 3, 5, 10 et 15 étages pour une épaisseur de 20 cm

nombre d'étages	présence de poteaux d'angle	contrainte maximum τ_{xy} pour L= 80 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 100 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 120 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 140 cm (MPa)	contrainte maximum τ_{xy} L= 160 cm (MPa)
3	non	3.47	3.57	3.49	2.91	2.81
3	oui	3.42	3.97	3.72	3.53	3.25
5	non	5.07	5.15	5.10	4.24	4.05
5	oui	4.99	5.81	5.45	5.12	4.80
10	non	6.62	7.17	7.51	6.57	6.57
10	oui	6.81	8.54	8.55	8.41	8.06
15	non	7.37	7.82	8.15	7.14	7.10
15	oui	7.46	9.31	9.16	8.96	8.70

- On remarque que pour tous les bâtiments, la valeur de la contrainte atteint son maximum pour une largeur $90 \text{ cm} < L < 105 \text{ cm}$ pour une épaisseur de 15 cm et pour une largeur $100 \text{ cm} < L < 120 \text{ cm}$ dans le cas d'une épaisseur de 20 cm.

e) Evaluation du déplacement maximal u_{xx} :

- Sur le tableau suivant sont illustrées les valeurs du déplacement maximum pour des bâtiments de 3, 5,10 et 15 étages avec et sans poteaux d'angle et d'une épaisseur de voile de 15 cm.

Tableau IV. 11 : variation du déplacement horizontal maximum pour une épaisseur de voile de 15 cm.

nombre d'étages	présence de poteaux d'angle	u_{xx} maximum pour L = 60 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 75 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 90 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 105 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 120 cm (cm)
3	non	3	2.5	2.2	1.9	1.6
3	oui	2.6	2.2	1.8	1.6	1.4
5	non	6.5	5.5	4.7	4	3.5
5	oui	5.6	4.7	4.1	3.5	3
10	non	15.3	13.8	12.3	11.3	10.3
10	oui	13.7	12.3	11.2	10.2	9.3
15	non	26.9	24.4	21.9	20	18.4
15	oui	24.1	21.7	19.7	18	16.8

- Sur le tableau suivant sont illustrées les valeurs du déplacement maximum pour des bâtiments de 3, 5,10 et 15 étages avec et sans poteaux d'angle et d'une épaisseur de voile de 20 cm.

Tableau IV. 12 : variation du déplacement horizontal maximum pour une épaisseur de voile de 20 cm.

nombre d'étages	présence de poteaux d'angle	u_{xx} maximum pour L = 80 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 100 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 120 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 140 cm (cm)	u_{xx} maximum pour L = 160 cm (cm)
3	non	2.4	1.9	1.6	1.2	1
3	oui	1.8	1.7	1.4	1.2	1
5	non	5.2	4.2	3.5	2.7	2.3
5	oui	4	3.6	3	2.5	2.2
10	non	13	11.4	10.2	8.4	7.7
10	oui	10.5	10.3	9.1	8.2	7.6
15	non	23	20.3	18.3	15.5	14.3
15	oui	18.9	18.3	16.3	14.9	13.8

Interprétation des résultats :

- On voit que l'augmentation de la largeur des voiles diminue le déplacement maximum de la structure.
- Les déplacements relatifs des étages satisfont la condition du RPA 99/2003 car ils ne dépassent pas 1 % de la hauteur d'étage qui est de 3 cm.

f) Evaluation des périodes propres :

Pour cette évaluation, on choisit le modèle à 10 étages sans poteaux d'angle et de voiles d'épaisseur 20 cm.

Les résultats pour ce modèle sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13 : Périodes propres maximales et minimale pour un bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 20 cm pour différentes largeurs.

largeurs (cm)	80	100	120	140	160
période propre max (sec)	0.8	0.72	0.66	0.61	0.56
période propre min (sec)	0.27	0.24	0.22	0.20	0.19

Interprétation des résultats :

- On remarque d'après les résultats présentés dans le tableau IV.13, que la période propre diminue lorsqu'on augmente la largeur des voiles

IV- 4 - Etude de l'effet de la variation du nombre d'étages :

a) Introduction :

Pour évaluer l'effet de la variation du nombre d'étages, on prévoit d'évaluer les différents efforts précédents ainsi que le déplacement maximal au sommet.

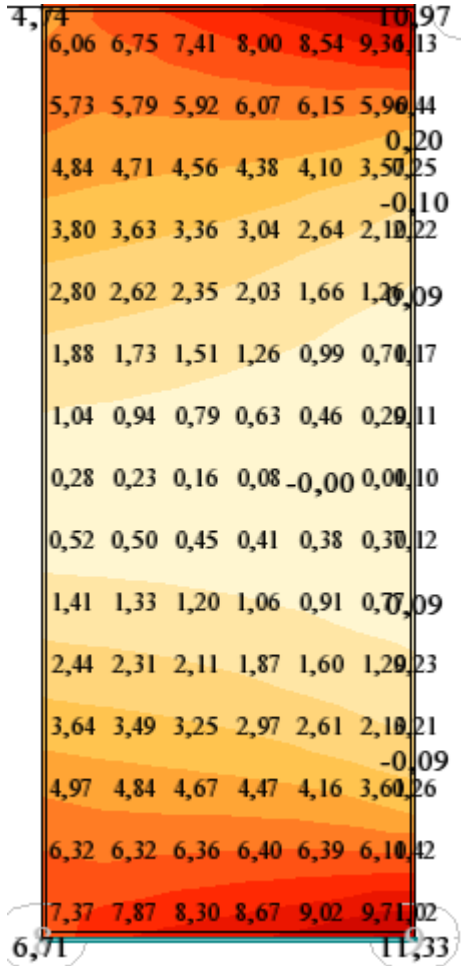
Pour faciliter la comparaison, on fixe les paramètres comme suit :

- Epaisseur = 20 cm
- Largeur du voile $L = 120$ cm
- On considère la présence de poteaux d'angle.

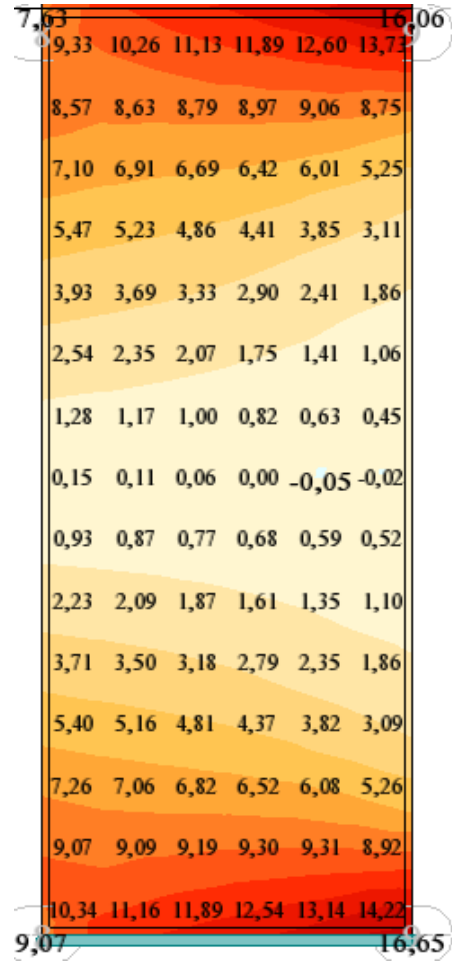
Chapitre IV : Etude comparative

b) Evaluation du moment de flexion M_{yy} (KN.m/m) :

On fait la comparaison pour le panneau de droite de la face avant.

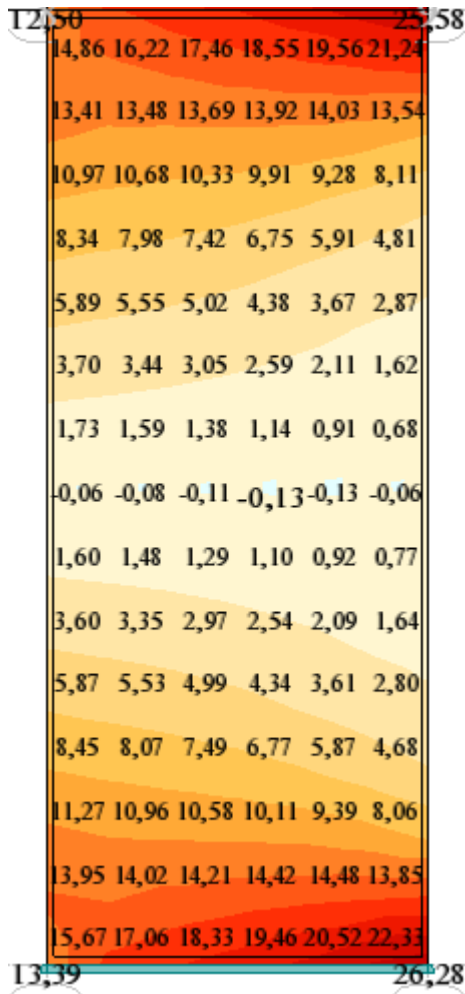


Bâtiment à 3 étages

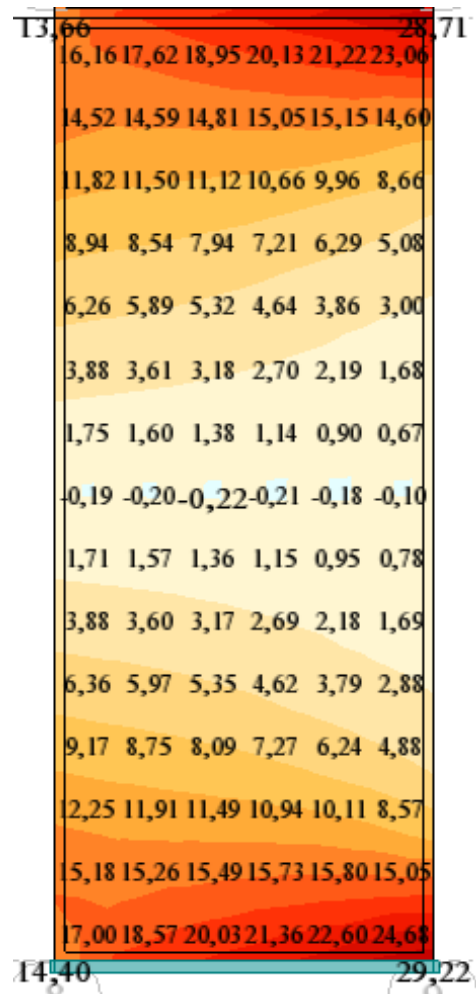


Bâtiment à 5 étages

Chapitre IV : Etude comparative



Bâtiment à 10 étages



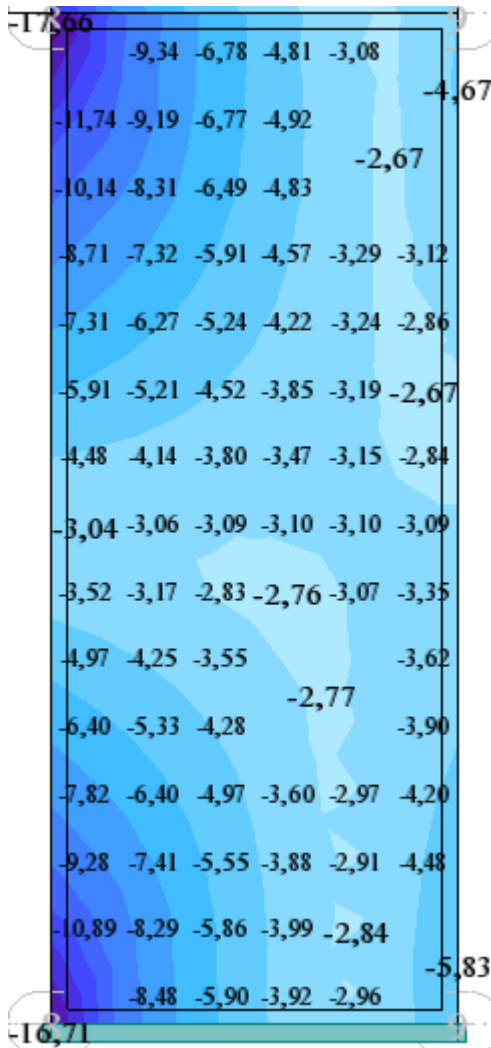
Bâtiment à 15 étages

Interprétation des résultats :

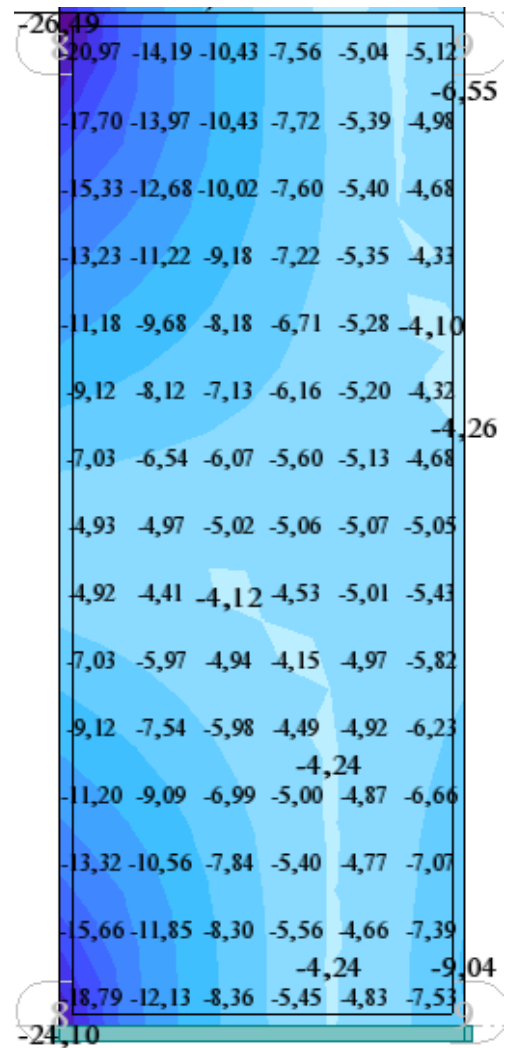
- On remarque que la valeur du moment s'accroît avec le nombre d'étages.

c) Evaluation de la contrainte normale σ_{yy} (MPa) :

On fait la comparaison pour le panneau de droite de la face avant.

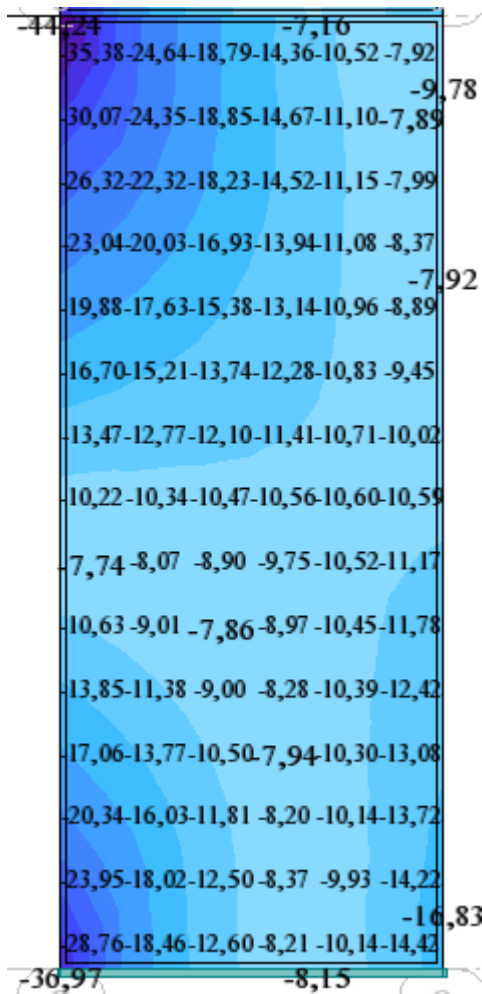


Bâtiment à 3 étages

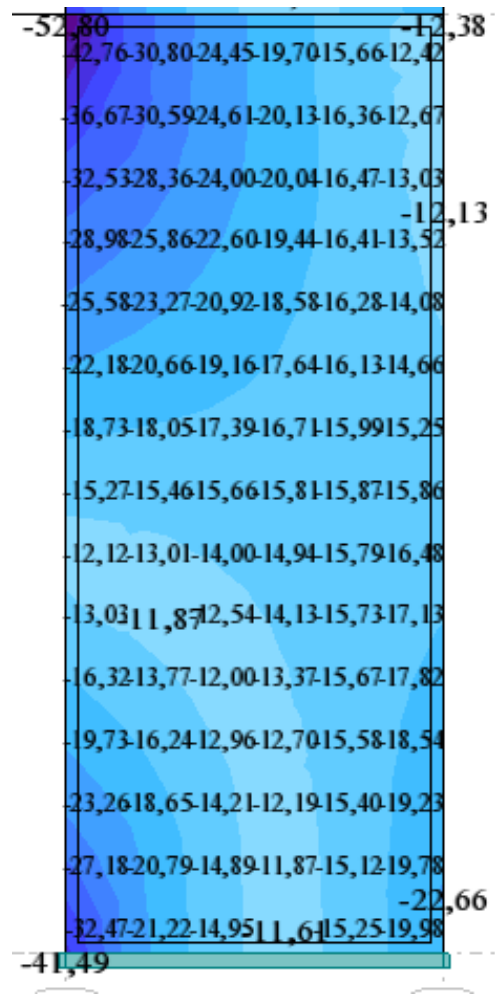


Bâtiment à 5 étages

Chapitre IV : Etude comparative



Bâtiment à 10 étages



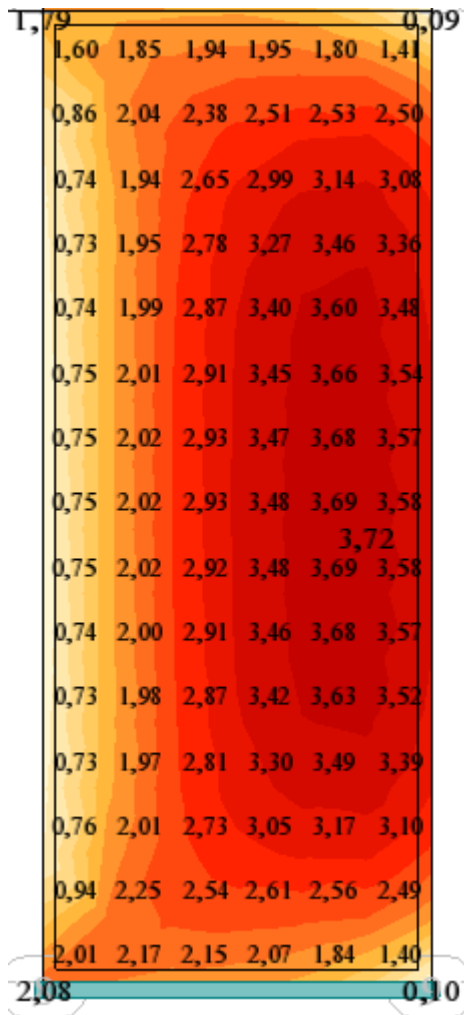
Bâtiment à 15 étages

Interprétation des résultats :

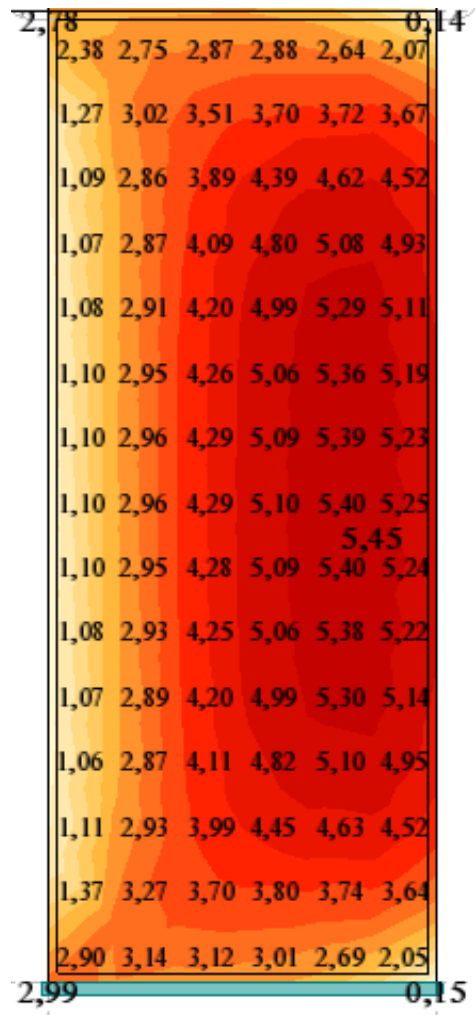
- Une concentration de contraintes est repérer aux coins supérieur et inférieur du coté opposé à la zone de jonction.
- Pas de concentration de contraintes dans la zone de jonction (voile-voile).
- La contrainte maximale est située au coin supérieur du voile et elle continue à augmenter tant qu'on fait augmenter le nombre d'étages.

d) Evaluation de la contrainte tangentielle τ_{xy} (MPa) :

On fait toujours la comparaison pour le panneau de droite de la face avant.

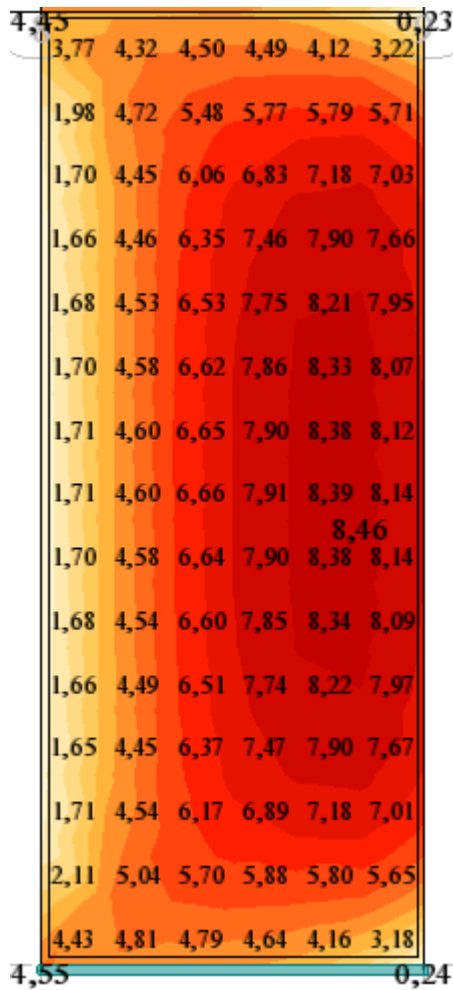


Bâtiment à 3 étages

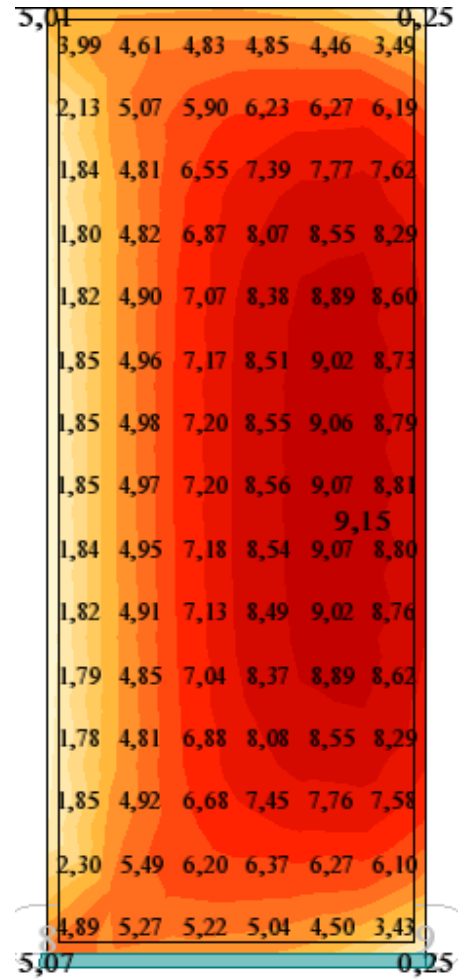


Bâtiment à 5 étages

Chapitre IV : Etude comparative



Bâtiment à 10 étages



Bâtiment à 15 étages

Interprétation des résultats :

- La concentration de contraintes est montrée sur la cartographie des voiles.
- La contrainte maximale augmente avec le nombre d'étages.

e) Evaluation du déplacement maximal u_{xx} :

- La comparaison va se faire pour un modèle avec des poteaux d'angle et d'épaisseur de voile de 20 cm et de largeur de 120 cm.
Les résultats sont représentés sur le tableau suivant.

Tableau IV. 14 : déplacement maximum en fonction du nombre d'étages.

nombre d'étages	déplacement maximum (cm)
3	1.5
5	3.3
10	10.2
15	18

f) Evaluation des périodes propres :

Pour cette étape, on choisit pour la comparaison le même modèle précédent à savoir un bâtiment avec poteaux d'angle de voiles de largeur de 120 cm et d'épaisseur de 20 cm.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 15 : périodes propres maximale et minimales pour un bâtiment avec poteaux d'angle et de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm.

nombre d'étages	période maximale (sec)	période minimale (sec)
3	0.23	0.08
5	0.33	0.11
10	0.61	0.20
15	0.93	0.30

Interprétation :

- On remarque que la période propre augmente avec le nombre d'étages.

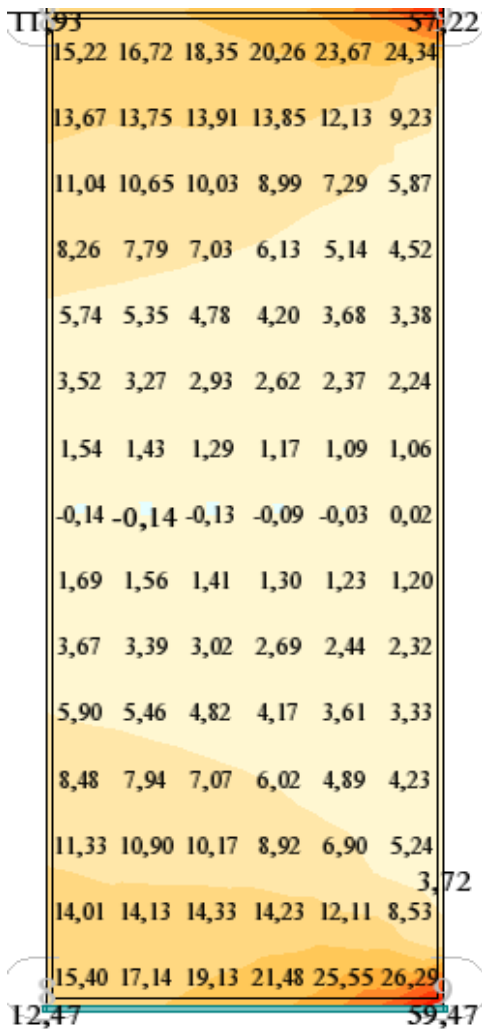
IV- 5 - Etude de l'effet de la présence ou l'absence des poteaux d'angle :

a) Introduction :

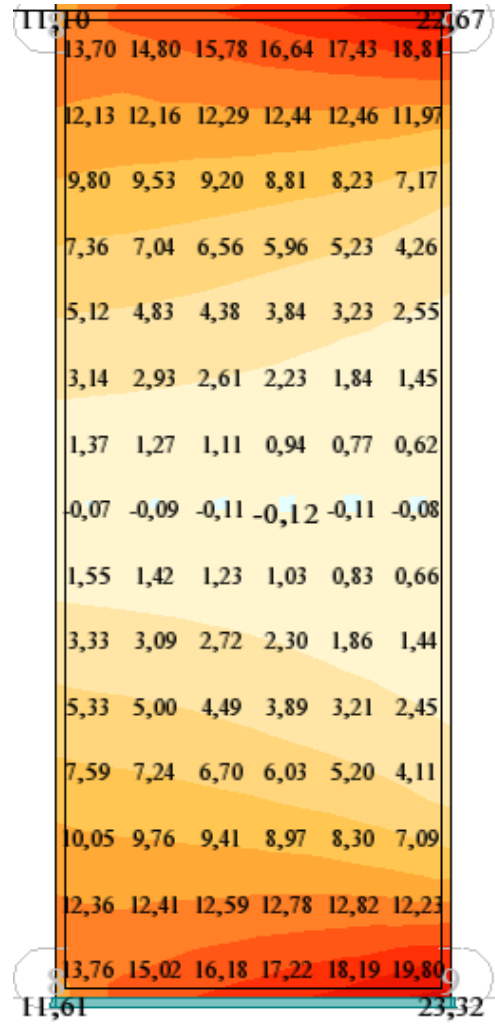
Pour faciliter l'étude, on prendra pour référence un bâtiment à 10 étages avec des voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur 120 cm.

Sur ce modèle on a évalué le moment fléchissant, la contrainte normale, la contrainte tangentielle, le déplacement latéral maximum au sommet du bâtiment ainsi que la période propre maximale (pour le premier mode)

b) Evaluation du moment fléchissant M_{yy} (KN.m/m) :



Bâtiment sans poteaux d'angle

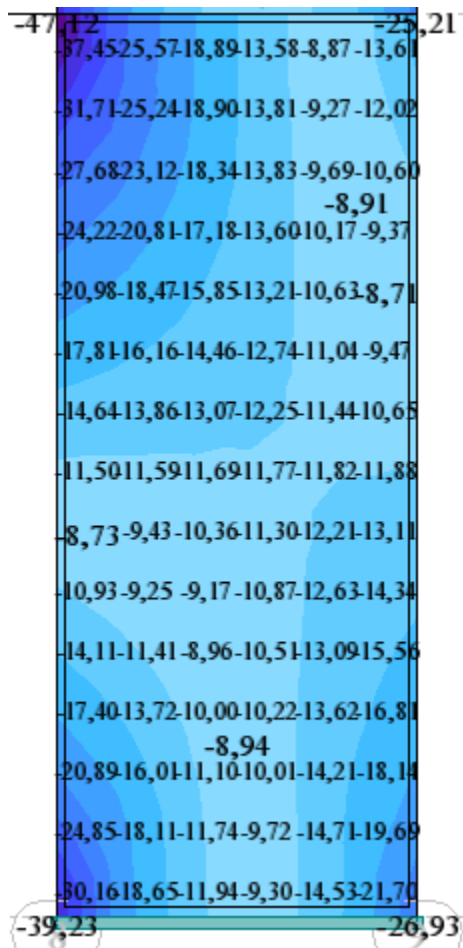


Bâtiment avec poteaux d'angle

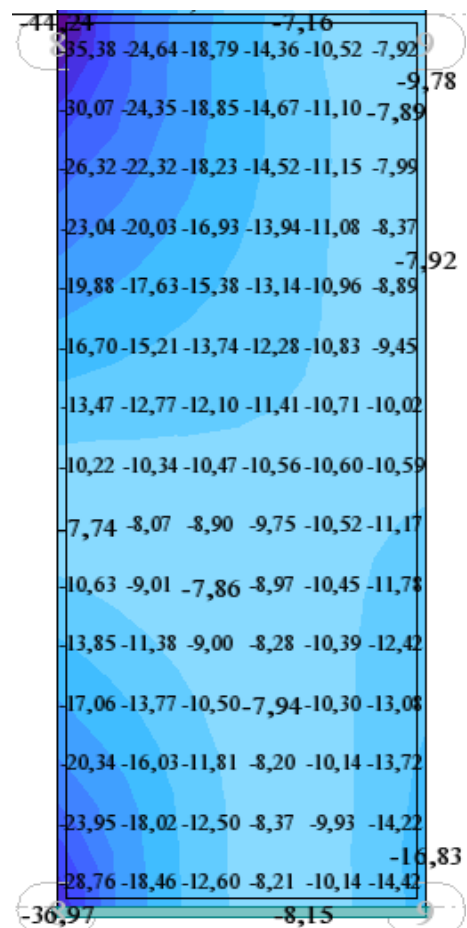
Interprétation des résultats :

- On voit que si on ajoute le poteau, le moment fléchissant est réduit considérablement.
- Il n'y a pratiquement pas de concentration de contraintes dans le cas de la présence des poteaux d'angle.

c) Evaluation de la contrainte normale σ_{yy} (MPa) :



Bâtiment sans poteaux d'angle

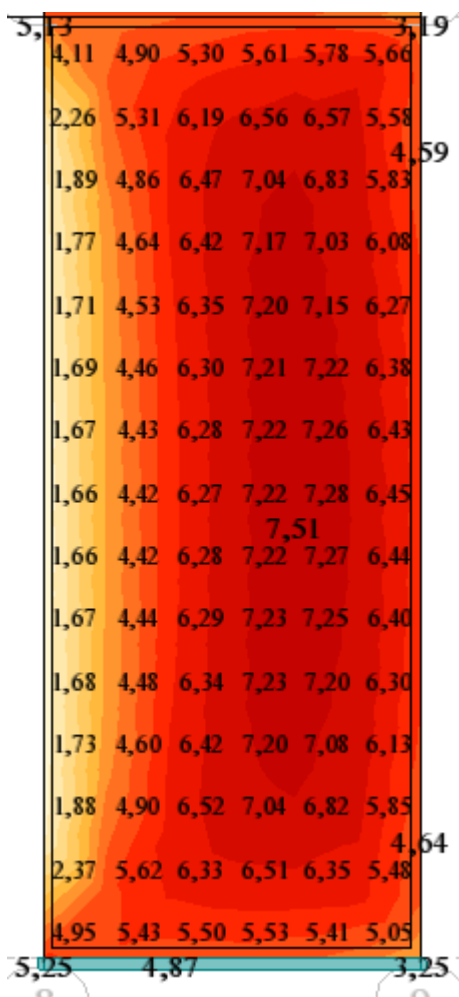


Bâtiment avec poteaux d'angle

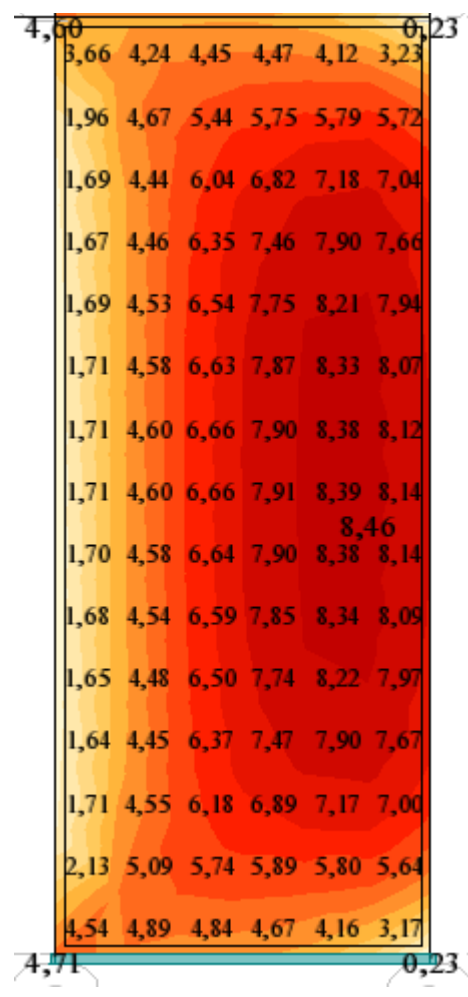
Interprétation des résultats :

- La contrainte est réduite par l'ajout du poteau mais la cette réduction reste toujours faible.
- Pas de modification concernant les zones de concentration de contraintes.

d) Evaluation de la contrainte tangentielle τ_{xy} (MPa) :



Bâtiment sans poteaux d'angle



Bâtiment avec poteaux d'angle

Interprétation des résultats :

- La contrainte tangentielle augmente lorsqu'on ajoute des poteaux d'angle.

e) Evaluation du déplacement horizontal maximum u_{xx} (cm) :

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau IV. 16 : comparaison des déplacements horizontaux maximaux dans le cas d'un bâtiment sans poteaux d'angle et avec poteaux d'angle.

déplacement pour un bâtiment sans poteaux d'angle (cm)	déplacement pour un bâtiment avec poteaux d'angle (cm)
11.4	10.2

Le tableau suivant illustre la variation des déplacements des étages pour les deux cas (sans et avec poteaux d'angle).

Interprétation des résultats :

- La présence de poteaux d'angle permet de réduire le déplacement horizontal.
- Les déplacements pour chaque étage est réduit par la présence du poteau.
- La condition du RPA 99/2003 est vérifiée $1.2 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$ (1.2 cm étant le déplacement relatif maximum entre deux étages consécutifs (voir Annexe A) et 3 cm étant 1% de la hauteur d'étage comme prescrit par le RPA 99/2003).

f) Evaluation de la période propre :

On prendra pour la comparaison un bâtiment à 10 étages avec des voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur de 120 cm.

- Dans le cas de l'absence des poteaux d'angle, la période propre maximale atteint une valeur de 0.66 s.
- Dans le cas de la présence des poteaux d'angle, la période propre atteint une valeur de 0.61 s.

Interprétation :

- On peut dire que la présence des poteaux d'angle dans la structure contribue à la diminution de la période propre.

Chapitre V : Etude du ferrailage des voiles

V. 1 – Introduction :

Dans ce qui suit, on va calculer le ferrailage dans plusieurs cas de figures en vue de rechercher le ferrailage optimal.

Le ferrailage va concerner seulement le voile de droite de la face avant du niveau rez-de-chaussée pour chaque cas.

Le dimensionnement va se faire conformément au règlement BAEL 91/99 et le RPA 99/2003.

D'abord, on va calculer (à l'aide du logiciel Robot 2013) le ferrailage du voile dans le cas d'un bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 15 cm et celui du même modèle sauf que l'épaisseur des voiles sera de 20 cm, et ceci dans le but d'apprécier le ferrailage obtenu dans le cas de la variation de l'épaisseur.

Dans un deuxième temps, on s'intéressera à la variation de la largeur des voiles, pour cela on va calculer le ferrailage d'un voile issue de la structure précédente, sauf qu'ici, on choisit des voiles d'épaisseur de 20 cm et pour faire la comparaison, on choisit deux cas de figures : voiles de largeur 100 cm et voiles de largeur 160 cm.

Dans la troisième étape, on voit voir l'incidence de la variation des niveaux sur le ferrailage adopté par le logiciel et ceci en calculant le ferrailage pour deux cas de figures : bâtiment à 5 étages sans poteaux d'angle et de voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur 120 cm et le même bâtiment sauf qu'il est à 15 étages.

La quatrième étape serait de voir l'incidence de la présence des poteaux aux angles sur le ferrailage des voiles et ceci en prenant pour simplifier l'étude deux modèles de bâtiments à 10 étages de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm tel que pour le premier les voiles ne sont pas associés à des poteaux aux angles et pour le deuxième modèle on ajoute des poteaux d'angle.

Pour chaque cas, on prévoit de calculer les armatures verticales et horizontales (longitudinales et transversales respectivement)

Pour les deux types d'armatures (longitudinales et transversales), on distingue deux zones de ferrailage : zone courante dans laquelle on va disposer des armatures réparties et les zones d'extrémité (il y en a deux : celle qui est liée au voile (donc de jonction) et celle de l'extrémité libre) dans lesquelles on prévoit des armatures de bord (bord droit et bord gauche).

V. 2 – Calcul du ferrailage dans le cas de la variation de l'épaisseur :

Dans cette partie, on va calculer le ferrailage pour les deux modèles :

Modèle 1 : Bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 15 cm.

Modèle 2 : Bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm.

Zone courante :

Armature verticale :

Le résultat est illustré sur le tableau suivant :

Tableau V. 1 : Armatures verticales de la zone courante dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles

modèle	section (cm ²)	espacement (cm)	nombre d'armature	diamètre (mm)
modèle 1	39.27	11	8	25
modèle 2	15.39	5	10	14

Armatures horizontales :

Modèle 1 :

Pour le premier modèle, les armatures utilisées dans le sens horizontal sont des épingles soit **40φ8** (20.11 cm²) disposés de la façon suivante :



Figure V.1 Disposition des armatures horizontales (épingles) dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles

Modèle 2 :

Pour les armatures horizontales, on prévoit : **28 ϕ 8 (14.07 cm²)** avec un **espacement de 22 cm**

Au plus de ces armatures, on prévoit des épingles : **135 ϕ 8 (67.86 cm²)** de la manière illustrée sur la figure suivante :

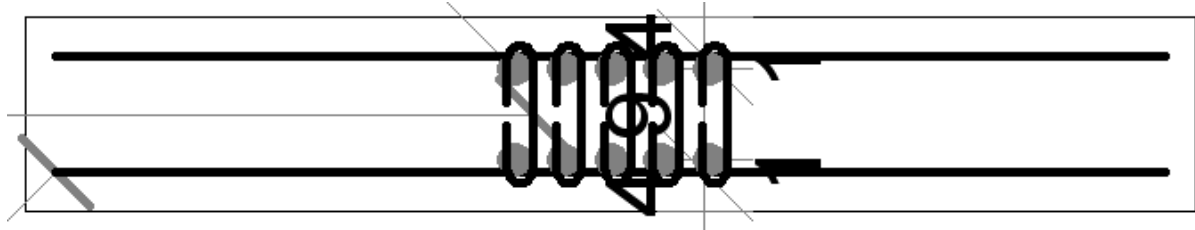


Figure V.2 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles

Zones d'extrémité :

On désigne dans ce qui suit par la partie droite celle qui est en jonction avec le voile perpendiculaire et la partie gauche celle de l'extrémité libre du voile.

Armatures verticales :

La comparaison des sections d'armatures dans les deux parties est effectuée dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles

modèle 1		modèle 2	
section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)	section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)
12 ϕ 12 : 13.57	8 ϕ 20 : 25.13	8 ϕ 10 : 6.28	12 ϕ 12 : 13.57

Armatures horizontales :

Modèle 1 :

Pour ce premier modèle, les armatures utilisées sont composées de cadres et épingles comme montrées sur la figure suivante :

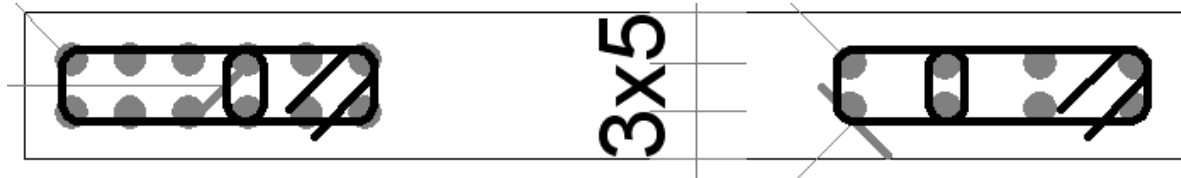


Figure V.3 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles

Pour les cadres, on adopte $30 \phi 8$ (15.08 cm^2) pour les deux parties gauches et droites.

Pour les épingles, on adopte aussi $30 \phi 8$ (15.08 cm^2) pour les deux parties gauches et droites.

Modèle 2 :

Les armatures sont composées de cadres et épingles selon la disposition montrée sur la figure suivante :

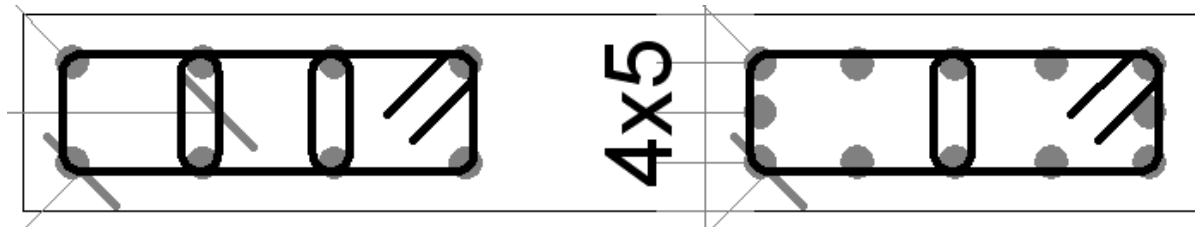


Figure V.4 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de l'épaisseur des voiles

Pour les cadres, on utilise $30 \phi 8$ (15.08 cm^2) dans les deux parties gauche et droite.

Pour les épingles, on adopte $30 \phi 8$ (15.08 cm^2) dans la partie droite alors qu'on utilise $60 \phi 8$ (30.16 cm^2)

Interprétation des résultats :

- Concernant les armatures verticales : dans le modèle 1 (épaisseur 15 cm) on a plus d'armatures que dans le modèle 2 (épaisseur 20 cm) que ce soit en zone courante ou dans les extrémités.
- Pour les armatures horizontales dans la zone courante, on constate l'utilisation d'épingles seules dans le modèle 1 alors que dans le modèle 2 on a utilisé en plus d'épingles des barres horizontales, en plus du fait que le nombre d'épingles dans le modèle 2 est largement supérieur à celui du modèle 1, donc on peut dire que le ferrailage horizontal dans la zone courante est plus important dans le modèle 2 (épaisseur 20 cm).
- Pour les armatures horizontales dans les zones d'extrémité, on voit que dans les deux modèles on a adopté des cadres et des épingles de mêmes diamètres sauf que dans le modèle 2 (épaisseur 20 cm) le nombre d'épingles est le double de celui du modèle 1 (épaisseur 15 cm) (le nombre de cadres restant inchangé ($30 \phi 8$)), donc on peut dire que la aussi le ferrailage horizontal des extrémités est plus important pour le modèle 2.
- De manière générale le ferrailage vertical est plus important dans le premier modèle alors que le ferrailage horizontal est plus important dans le deuxième modèle.

V. 3 – Calcul du ferrailage dans le cas de la variation de la largeur :

Pour cette étape, on choisit encore deux modèles de telle sorte à comparer l'effet de la variation de la largeur sur le ferrailage des voiles.

On choisit pour le premier modèle un bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur 100 cm.

On choisit pour le deuxième modèle un bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur 160 cm.

L'évaluation du ferrailage est effectuée d'une manière analogue à la partie précédente en considérant deux zones (zone courante et zones d'about) pour lesquelles on va calculer (avec le logiciel) le ferrailage vertical et horizontal.

Zone courante :

Armatures verticales :

La comparaison pour les deux modèles choisit est effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V.3 : Armatures verticales de la zone courante pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles

modèle	section (cm ²)	espacement (cm)	nombre d'armature	diamètre (mm)
modèle 1	16.08	5 (transversal)	2	32
modèle 2	28.15	10	14	16

(Dans le premier modèle, on a utilisé une seule nappe d'armature dans la zone courante)

Armatures horizontales :

Modèle 1 : (L = 100 cm)

Pour ce modèle, on adopte des **épingles** dans la zone courante soit : **9 ϕ 8 (4.52 cm²)**

La figure suivante nous montre la disposition des armatures horizontale en vue en plan du voile.

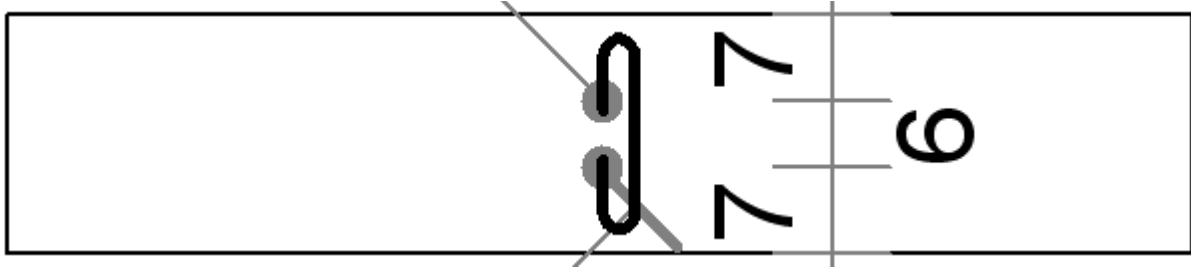


Figure V. 5 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles

Modèle 2 : (L = 160 cm)

Pour ce modèle, on adopte des barres horizontales : **24 ϕ 8 (12.06 cm²)** avec un **espacement de 25 cm**

En plus des barres horizontales on prévoit des épingles : **161 ϕ 8 (80.93 cm²)**

La disposition en plan de ces armatures est illustrée sur la figure suivante :

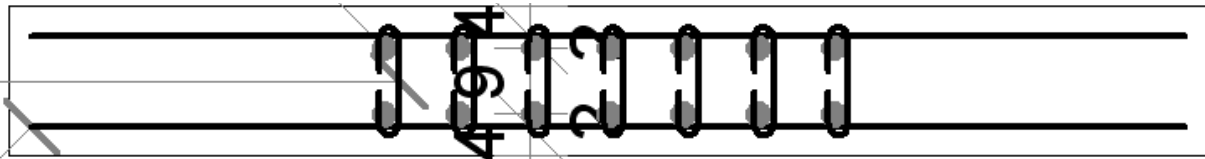


Figure V. 6 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles

Zones d'extrémité :

On considère comme précédemment que la partie droite est celle qui est liée au voile et la partie gauche est celle de l'extrémité libre.

Armatures verticales :

La comparaison des sections d'armatures dans les deux parties est effectuée dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles

modèle 1		modèle 2	
section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)	section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)
8 ϕ 10 : 6.28	10 ϕ 14 : 15.39	10 ϕ 10 : 7.85	8 ϕ 12 : 9.05

Armatures horizontales :

Modèle 1 : (L = 100 cm)

On utilise pour ce modèle des cadres et des épingles disposés comme le montre la figure suivante :

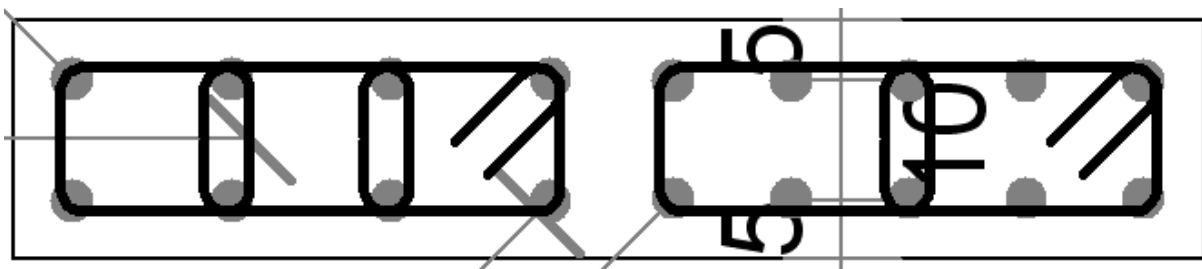


Figure V. 7 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles

Dans la partie gauche, on utilise des épingles : **60 ϕ 8 (30.16 cm²)** et des cadres : **30 ϕ 8 (15.08 cm²)**

Dans la partie droite, on utilise des épingles **30 ϕ 8 (15.08 cm²)** et des cadres **30 ϕ 8 (15.08 cm²)**

Modèle 2 : (L = 160 cm)

Pour ce modèle on a utilisé des cadres et des épingles dans les extrêmes, leur disposition en plan est illustrée sur la figure suivante :

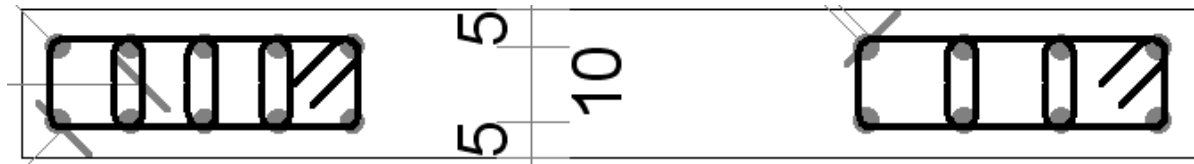


Figure V. 8 Disposition des armatures horizontales (cadres et épingles) dans les zones d'about pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation de la largeur des voiles

Dans la partie gauche on utilise des épingles (**90 ϕ 8 (45.24 cm²)**) et des cadres (**30 ϕ 8 (15.08 cm²)**)

Dans la partie droite, on utilise des épingles (**60 ϕ 8 (30.16 cm²)**) et des cadres (**30 ϕ 8 (15.08 cm²)**)

Interprétation des résultats :

- Pour les armatures verticales de la zone courante, on voit que dans le deuxième modèle ($L = 160$ cm) le ferrailage est plus important que celui du premier ($L = 100$ cm)
- Pour les armatures verticales des zones d'extrémités, la section d'armatures dans la partie gauche est plus importante dans le deuxième modèle tandis que la section dans la partie droite est plus importante dans le premier modèle.
- Pour les armatures horizontales de la zone courante, on voit une différence considérable entre les deux modèles ; le nombre d'épingles utilisés dans le modèle 2 ($L = 160$ cm) est largement supérieur à celui utilisé pour le modèle 1 ($L = 100$ cm) en plus de l'utilisation dans le deuxième modèle ($L = 160$ cm) de barres horizontales ($24 \phi 8$)
- Pour les armatures horizontales dans les extrémités, dans les deux cas on a utilisé des cadres et des épingles.
Pour les deux modèles le nombre de cadres dans les deux parties gauche et droite est identique soit : ($30 \phi 8$).
Pour les deux modèles le nombre d'épingles dans la partie gauche est plus important.
- Le nombre d'épingles dans le modèle 2 ($L = 160$ cm) est supérieur à celui du modèle 1 ($L = 100$ cm).

V. 4 – Calcul du ferrailage dans le cas de la variation du nombre d'étages :

Dans cette partie, on s'intéresse aux deux modèles suivants :

Modèle 1 : Bâtiment à 5 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur 120 cm.

Modèle 2 : Bâtiment à 15 étages sans poteaux d'angle de voiles d'épaisseur 20 cm et de largeur 120 cm.

Zone courante :

Armatures verticales :

Le résultat pour les deux modèles est illustré sur le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Armatures verticales de la zone courante pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages

modèle	section (cm ²)	espacement (cm)	nombre d'armature	diamètre (mm)
modèle 1	20.11	5	10	16
modèle 2	9.05	6	8	12

Armatures horizontales :

Modèle 1 : (5 étages)

Pour ce modèle, on a utilisé des barres (24 ϕ 8) (12.06 cm²) avec un espacement de 25 cm et des épingles (115 ϕ 8) (57.80 cm²)

La disposition des armatures en plan est illustrée sur la figure suivante :



Figure V. 9 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages

Modèle 2 : (15 étages)

Pour ce modèle, on adopte des barres horizontales (60 ϕ 10) (47.12 cm²) ainsi que des épingles (24 ϕ 8) (12.06 cm²).

La disposition en plan des armatures est illustrée sur la figure suivante :

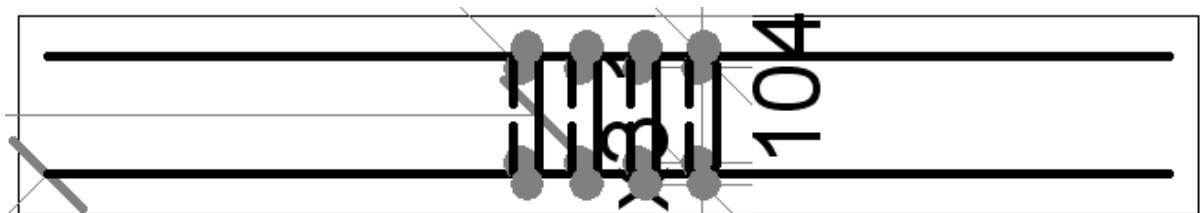


Figure V. 10 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages

Zones d'extrémité :

Armatures verticales :

La comparaison entre les deux modèles est effectuée via le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages

modèle 1		modèle 2	
section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)	section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)
8 ϕ 10 : 6.28	14 ϕ 10 : 11	6 ϕ 14 : 9.23	10 ϕ 14 : 15.39

Armatures horizontales :

Modèle 1 : (5 étages)

Des cadres et des épingles ont été utilisés pour ce modèle et leur disposition est illustrée sur la figure suivante :

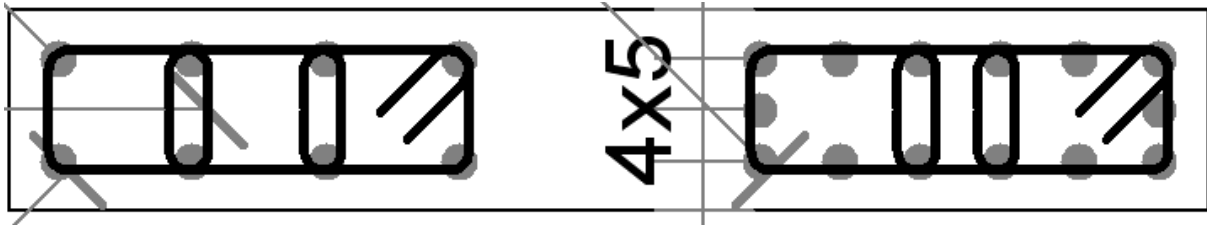


Figure V. 11 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le premier modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages

Cadres : 30 ϕ 8 pour les deux parties (droite et gauche)

Epingles : 60 ϕ 8 pour les deux parties

Modèle 2 : (15 étages)

Pour ce modèle on a adopté des cadres et des épingles comme le montre la figure suivante :

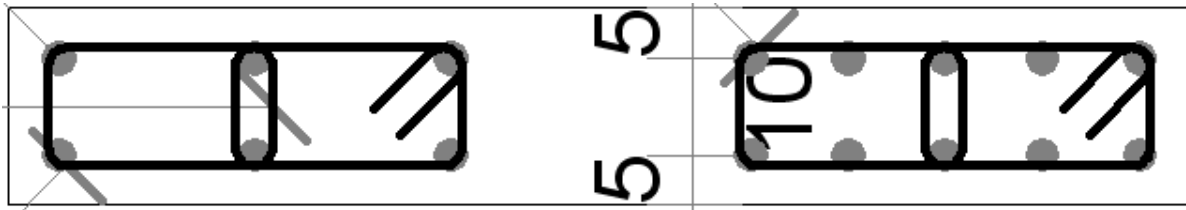


Figure V. 12 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le deuxième modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la variation du nombre d'étages

Les cadres utilisés sont : **30 ϕ 8** pour les deux parties (droite et gauche)

Les épingles utilisées sont : **30 ϕ 8** pour les deux parties (droite et gauche)

Interprétation des résultats :

- Pour les armatures verticales de la zone courante, la section d'armatures utilisée pour le modèle à 15 étages est plus faible que celle utilisée dans le modèle à 5 étages.
- Pour les armatures verticales des zones d'extrémités, la section d'armatures dans le modèle 2 (à 15 étages) est plus importante que celle du modèle 1 (à 5 étages).
- Concernant les armatures horizontales de la zone courante, on voit qu'en général la section dans le modèle 1 (à 5 étages) est plus importante que celle du modèle 2 (à 15 étages) ; néanmoins, le nombre de barres utilisées dans le deuxième modèle (à 15 étages) est plus important que celui utilisé dans le premier modèle (à 5 étages).
- Dans les zones d'extrémité, la même quantité de cadres a été utilisée dans les deux modèles, alors qu'on a utilisé dans le premier modèle (à 5 étages) le double d'épingles qu'on a utilisé dans le second modèle (à 15 étages).

V. 5 – Calcul du ferrailage pour l'évaluation de l'incidence de la présence des poteaux d'angle :

Pour cette étape, on choisit pour la comparaison les deux modèles suivants :

Modèle 1 : Bâtiment à 10 étages sans poteaux d'angle de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm.

Modèle 2 : Bâtiment à 10 étages avec poteaux d'angle de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm.

Zone courante :

Armatures verticales :

La comparaison entre les deux modèles est effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Armatures verticales de la zone courante pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'incidence de la présence des poteaux d'angle

modèle	section (cm ²)	espacement (cm)	nombre d'armature	diamètre (mm)
modèle 1	15.39	5	10	14
modèle 2	12.57	11	4	20

Armatures horizontales :

Modèle 1 : (sans poteaux d'angle)

La disposition en plan des armatures horizontales est illustrée sur la figure suivante :

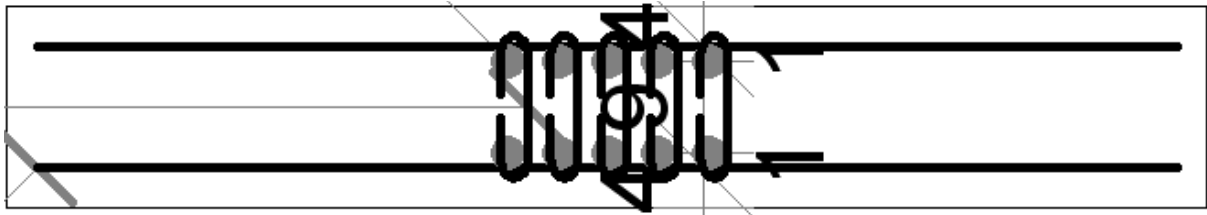


Figure V. 13 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 1 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle

Pour ce modèle, on a utilisé des barres horizontales ainsi que des épingles.

Concernant les barres on a utilisé : **(28 ϕ 8) (14.07 cm²) avec un espacement de 22 cm.**

Concernant les épingles, on a utilisé **(135 ϕ 8) soit (67.86 cm²).**

Modèle 2 : (avec poteaux d'angle)

La disposition en plan des armatures est illustrée sur la figure suivante :

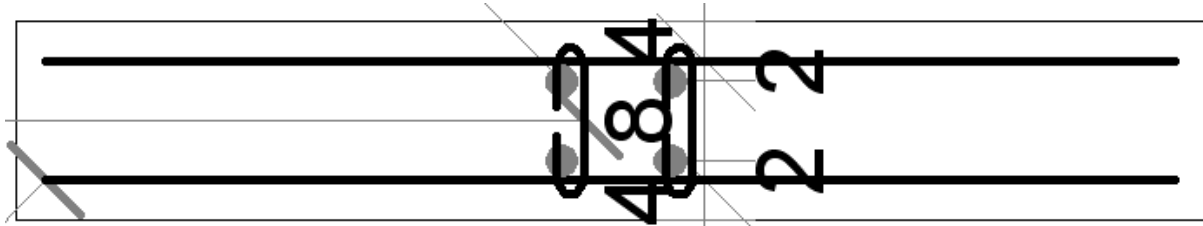


Figure V. 14 Disposition des armatures horizontales dans la zone courante pour le modèle 2 dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle

Pour ce modèle on utilise des barres horizontales et des épingles.

Pour les barres : **54 ϕ 10 soit (42.41 cm²) avec un espacement de 11 cm.**

Pour les épingles : **28 ϕ 8 soit (14.07 cm²).**

Zones d'extrémité :

Armatures verticales :

La comparaison entre les deux modèles est effectuée à travers le tableau suivant :

Tableau V. 8 : Armatures verticales des zones d'extrémité pour les deux modèles dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle

modèle 1		modèle 2	
section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)	section de la partie gauche (cm ²)	section de la partie droite (cm ²)
8 ϕ 10 : 6.28	12 ϕ 12 : 13.57	8 ϕ 10 : 6.28	10 ϕ 12 : 11.31

Armatures horizontales :

Modèle 1 : (sans poteaux d'angle)

La disposition en plan des armatures horizontales dans les zones d'extrémité est illustrée sur la figure suivante :

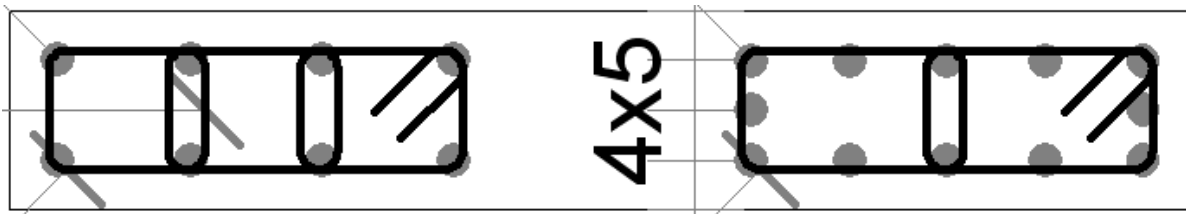


Figure V. 15 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le premier modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle

Dans ce cas, on a utilisé des cardes et des épingles :

Cadres : 30 ϕ 8 dans les deux parties droite et gauche.

Epingles : 60 ϕ 8 dans la partie gauche

30 ϕ 8 dans la partie droite

Modèle 2 : (avec poteaux d'angle)

La disposition en plan des armatures est montrée sur la figure ci-dessous :

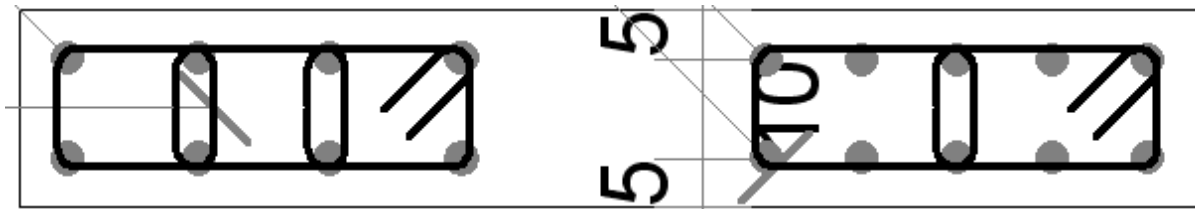


Figure V. 16 Disposition des armatures horizontales dans les zones extrêmes pour le deuxième modèle dans le cadre de l'évaluation de l'effet de la présence des poteaux d'angle

Concernant le nombre de cadres et des épingles, il n'y aucun changement par rapport au modèle précédent.

Cadres : 30 ϕ 8 dans les deux parties droite et gauche.

Épingles : 60 ϕ 8 dans la partie gauche

30 ϕ 8 dans la partie droite

Interprétation des résultats :

- Pour les armatures verticales de la zone courante, on voit que dans le modèle avec poteaux d'angle le ferrailage est moins important et l'espacement est plus grand que celui du modèle sans poteaux d'angle.
- Dans les extrémités, dans la partie gauche (extrémité libre) le ferrailage est identique pour les deux modèles, mais dans la partie droite, le ferrailage dans le cas de la présence du poteau est moins important que dans le cas de l'absence du poteau.
- Concernant les armatures horizontales de la zone courante, dans le premier modèle (sans poteaux d'angle), on a utilisé beaucoup plus d'épingles que de barres, contrairement au deuxième modèle (avec poteaux d'angle), mais la section totale des armatures est plus grande dans le premier modèle (sans poteaux d'angle).
- Dans les zones extrêmes, on a adopté le même ferrailage pour les deux modèles.

Conclusion et recommandations :

Ce travail consiste en une étude comparative des performances des voiles disposés en aileron de bâtiments à contreventement mixte portiques-voiles.

L'étude comparative a été menée sur plusieurs modèles sur lesquels différents paramètres ont été varié dans le but d'apprécier le comportement mécanique des voiles sous sollicitation sismique.

On a choisit pour cette étude des modèles de bâtiment ayant des dimensions identiques en plan ainsi que les dimensions des poutres et des poteaux ; les différentes variantes ont été généré de la manière suivante :

- Variation de l'épaisseur des voiles (2 variante) : 15 cm et 20 cm
- Variation de la largeur des voiles (5 variantes) : 80cm, 100 cm, 120cm, 140 cm, 160 cm (ou : 60 cm, 75 cm, 90 cm, 105 cm, 120 cm)
- Variation du nombre d'étages (4 variante) : 3, 5,10, et 15 étages.
- Présence ou absence de poteaux d'angle (2 variantes).

Sur la base des cas ci-haut énoncés, on a effectué une analyse moyennant le logiciel ROBOT 2013 et on a obtenu des résultats qu'on a interprétés sans donner davantage d'explications concernant la cause des phénomènes observés.

On s'efforcera ici pour conclure d'apporter des explications plus avancées aux différentes observations précédentes et d'essayer dans la mesure du possible de tirer des (ou un) modèles optimaux vis-à-vis du comportement au séisme des différentes structures choisies pour l'étude et on renforcera nos jugement par les résultats précédemment obtenus dans les thèses antérieurs qui ont traité le même sujet.

Les différentes conclusions tirées de ce travail sont présentées ci-dessous :

- L'augmentation de l'épaisseur du voile le rigidifiant ainsi contribue à diminuer l'ensemble des efforts et des déplacements.
- La période propre diminue si l'on augmente l'épaisseur du voile et ceci sachant qu'on a choisit un site meuble caractérisé par des petites fréquences propre de vibration (grandes périodes propre) et donc en augmentant l'épaisseur on s'éloigne du risque de résonance entre la structure et le sol.

On en déduit ainsi que les structures avec des voiles d'épaisseur 20 cm ont un comportement dynamique meilleur que les structures de voiles d'épaisseur 15 cm.

Conclusion et recommandations

- L'augmentation de la largeur des voiles n'a pas la même incidence sur les structures avec poteaux d'angle et les structures sans poteaux d'angle en ce qui concerne le moment fléchissant, la valeur du dernier se voit diminuer à chaque fois qu'on augmente la largeur des voiles dans le cas de la présence des poteaux d'angle alors que dans le cas de l'absence de poteaux d'angle la valeur du moment fléchissant augmente avec la largeur jusqu'à un certain seuil puis il diminue encore.
- La contrainte normale (verticale) elle diminue avec l'augmentation de la largeur et ceci est dû à la redistribution de l'effort normal sur la surface horizontale du voile qui augmente avec l'augmentation de la largeur.
- La contrainte tangentielle n'évolue pas de la même manière que la contrainte normale car elle atteint son maximum pour une largeur de 75 cm dans le cas des structures de voiles d'épaisseur 15 cm et pour une largeur de 100 cm pour les structures de voiles d'épaisseur 20 cm ; **donc de préférence s'éloigner des valeurs de la largeur donnant une contrainte tangentielle maximale.**
- Le déplacement diminue aussi avec la largeur des voiles.
- La période propre diminue avec l'augmentation de la largeur des voiles et ceci contribue positivement à la stabilité de nos structures implantées en site meuble (S3).

D'une manière générale, les structures ayant des voiles de largeur supérieure à 100 cm se comportent bien vis-à-vis de l'action sismique.

- l'augmentation du nombre d'étage entraîne une augmentation de tous les efforts ainsi que le déplacement latérale maximum et la période propre maximale du premier mode, donc l'augmentation du nombre d'étages est défavorable à tous les niveaux mais cependant sa reste un paramètre qu'on ne peut toucher dans la plupart des cas et donc pas de recommandation particulière à ce sujet.
- La présence du poteau d'angle avec les deux voiles induit des changements dans les efforts repris par ces derniers en termes de valeur et de répartition, ainsi le moment fléchissant se voit réduit en valeur maximale dans le cas de la présence du poteau d'angle et il n'est plus concentré dans le coin inférieur, donc la présence du poteau d'angle contribue à réduire le risque de concentration du moment fléchissant.
- Le poteau d'angle réduit la valeur de la contrainte maximale supportée par le voile, par contre la contrainte tangentielle est plus importante dans le modèle avec poteaux d'angle.
- Les déplacements de la structure ainsi que la période propre se voient diminuer dans le cas de la présence de poteaux d'angle.

D'une manière générale, les structures avec poteaux d'angle se comportent mieux vis-à-vis de l'action sismique.

Conclusion et recommandations

Après avoir calculé le ferrailage des voiles en utilisant le logiciel Robot 2013, on en a ressorti avec quelque conclusion :

- Concentration du ferrailage et réduction de l'espacement dans les zones d'abouts.
- L'augmentation de l'épaisseur des voiles permet de réduire la quantité de ferrailage vertical adopté.
- l'augmentation de la largeur des voiles augmente la quantité de ferrailage.
- L'augmentation du nombre d'étages augmente la quantité de ferrailage dans les extrémités du voile et surtout la zone de jonction.
- Le poteau d'angle permet de réduire le ferrailage adopté dans la zone de jonction.

Donc, pour les structures élancées, il convient d'adopter des poteaux d'angle.

Les recommandations citées ci-dessus ont le même objectif que celles données par le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 en termes d'amélioration de la conception et par conséquent le comportement des éléments de contreventements vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme.

Enfin, ce projet de fin d'étude constitue pour moi une première expérience, il m'a permis de mettre en pratique une bonne partie de mes connaissances acquises durant mon cycle d'ingénieur, ainsi que la mise en application des règlements et des codes de calcul en vigueur.

Cette étude m'a permis de découvrir et maîtriser le logiciel Robot 2013 qui s'avère indispensable pour le calcul parasismique, et de faire les premiers pas dans le calcul et le dimensionnement pratique des structures.

Annexe

Annexe A : Efforts et déplacements

I- Modèles utilisés :

Dans le tableau suivant sont illustrées les différentes structures qui ont été analysées pour cette étude par le logiciel Robot 2013.

numéro de la structure	nombre d'étage	épaisseur du voile (cm)	largeur du voile (cm)	présence de poteaux de rive
1	3	15	60	non
2	3	15	75	non
3	3	15	90	non
4	3	15	105	non
5	3	15	120	non
6	3	15	60	oui
7	3	15	75	oui
8	3	15	90	oui
9	3	15	105	oui
10	3	15	120	oui
11	3	20	80	non
12	3	20	100	non
13	3	20	120	non
14	3	20	140	non
15	3	20	160	non
16	3	20	80	oui
17	3	20	100	oui
18	3	20	120	oui
19	3	20	140	oui
20	3	20	160	oui
21	5	15	60	non
22	5	15	75	non
23	5	15	90	non
24	5	15	105	non
25	5	15	120	non
26	5	15	60	oui
27	5	15	75	oui
28	5	15	90	oui
29	5	15	105	oui
30	5	15	120	oui
31	5	20	80	non
32	5	20	100	non
33	5	20	120	non
34	5	20	140	non
35	5	20	160	non
36	5	20	80	oui
37	5	20	100	oui

Annexe

38	5	20	120	oui
39	5	20	140	oui
40	5	20	160	oui
41	10	15	60	non
42	10	15	75	non
43	10	15	90	non
44	10	15	105	non
45	10	15	120	non
46	10	15	60	oui
47	10	15	75	oui
48	10	15	90	oui
49	10	15	105	oui
50	10	15	120	oui
51	10	20	80	non
52	10	20	100	non
53	10	20	120	non
54	10	20	140	non
55	10	20	160	non
56	10	20	80	oui
57	10	20	100	oui
58	10	20	120	oui
59	10	20	140	oui
60	10	20	160	oui
61	15	15	60	non
62	15	15	75	non
63	15	15	90	non
64	15	15	105	non
65	15	15	120	non
66	15	15	60	oui
67	15	15	75	oui
68	15	15	90	oui
69	15	15	105	oui
70	15	15	120	oui
71	15	20	80	non
72	15	20	100	non
73	15	20	120	non
74	15	20	140	non
75	15	20	160	non
76	15	20	80	oui
77	15	20	100	oui
78	15	20	120	oui
79	15	20	140	oui
80	15	20	160	oui

II- Déplacements des étages et déplacements relatifs :

II-1- Variation de l'épaisseur :

Dans le cadre de l'étude de la variation de l'épaisseur, les déplacements des différents étages pour un bâtiment à 10 étages sans poteaux de rive de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur variable sont illustrés dans le tableau suivant :

étage	déplacement pour une épaisseur 15 cm (cm)	déplacement pour une épaisseur 20 cm
RDC	1.2	1.2
1	2.4	2.4
2	3.6	3.6
3	4.8	4.7
4	5.9	5.8
5	6.9	6.8
6	7.9	7.8
7	8.7	8.6
8	9.3	9.2
9	9.9	9.7
10	10.2	10.1

Pour le même bâtiment précédent, les déplacements relatifs de chaque étage par rapport aux autres sont illustrés dans le tableau suivant :

déplacements relatifs (cm)	pour 15 cm (cm)	pour 20 cm (cm)
u_{1-0}	1.2	1.2
u_{2-1}	1.2	1.2
u_{3-2}	1.2	1.1
u_{4-3}	1.1	1.1
u_{5-4}	1	1
u_{6-5}	1	1
u_{7-6}	0.8	0.8
u_{8-7}	0.6	0.6
u_{9-8}	0.6	0.5
u_{10-9}	0.3	0.4

Annexe

II-2- Variation de la largeur :

Dans le cadre de l'étude de la variation de la largeur des voiles, le tableau suivant donne les déplacements des étages pour un bâtiment à 10 étages sans poteaux de rive de voiles d'épaisseur 20 cm

étage	déplacement (cm) dans le cas des voiles de largeur				
	80 cm	100 cm	120 cm	140 cm	160 cm
0	1.6	1.4	1.2	0.9	0.8
1	3.2	2.7	2.4	1.9	1.7
2	4.8	4.1	3.6	2.9	2.6
3	6.3	5.4	4.7	3.8	3.5
4	7.7	6.7	5.8	4.8	4.3
5	9	7.8	6.8	5.6	5.1
6	10.2	8.8	7.8	6.4	5.8
7	11.2	9.7	8.6	7	6.4
8	12	10.4	9.2	7.6	6.9
9	12.6	11	9.7	8.1	7.3
10	13	11.4	10.1	8.4	7.6

II-3 – Variation du nombre d'étages :

Dans le cadre de l'étude de la variation du nombre d'étages, le tableau suivant illustre les valeurs des déplacements des étages pour un bâtiment avec poteaux de rive de voiles de largeur 120 cm et d'épaisseur 20 cm et de nombre d'étages variable.

étage	déplacement (cm) dans le cas d'un bâtiment à			
	3 étages	5 étages	10 étages	15 étages
0	0.5	0.7	1.1	1.2
1	0.9	1.3	2.2	2.4
2	1.2	1.9	3.2	3.6
3	1.4	2.4	4.3	4.9
4		2.8	5.3	6.1
5		3	6.2	7.4
6			7	8.5
7			7.7	9.7
8			8.3	10.8
9			8.8	11.8
10			9.1	12.8
11				13.7
12				14.5
13				15.2
14				15.8
15				16.3

Annexe

II-4- présence ou absence des poteaux de rive :

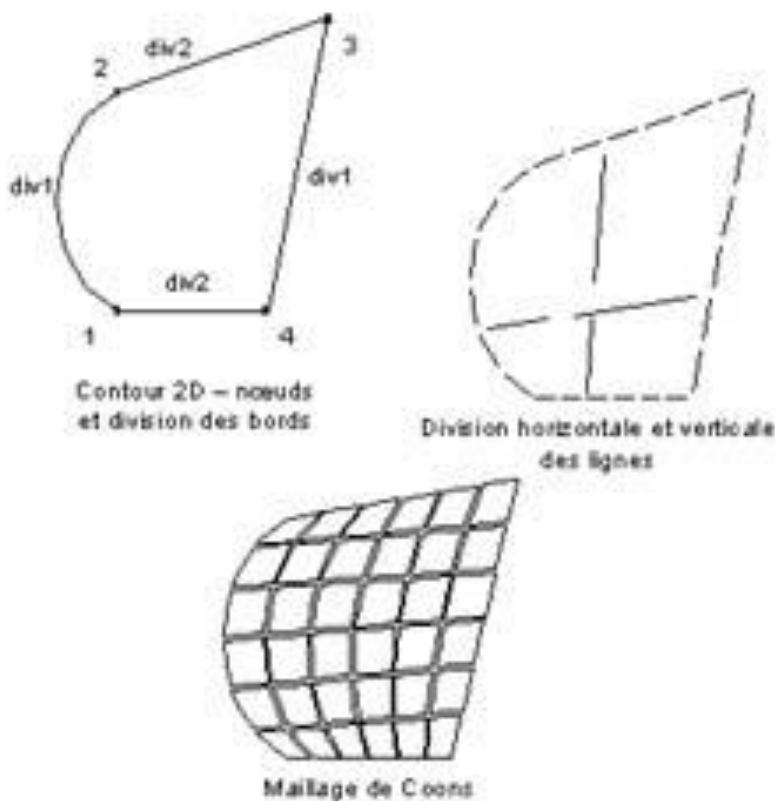
Le tableau suivant présente le déplacement au niveau des extrémités des étages pour un bâtiment à 10 étages de voiles de largeur de 120 cm et d'épaisseur 15 cm.

étage	déplacement pour le bâtiment sans poteaux de rive (cm)	déplacement pour le bâtiment avec poteaux de rive (cm)
0	1.2	1.1
1	2.4	2.2
2	3.6	3.2
3	4.7	4.3
4	5.8	5.3
5	6.8	6.2
6	7.8	7
7	8.6	7.7
8	9.2	8.3
9	9.7	8.8
10	10.1	9.1

Annexe B : méthode de maillage

La méthode de Coons :

Les surfaces de Coons sont des surfaces 3D dont la base est constituée par des contours triangulaires ou quadrangulaires dont les côtés opposés se divisent en un nombre égal de segments. La forme des éléments créés correspond à la forme du contour pour lequel le maillage est généré. Le principe général de cette méthode consiste à relier par des lignes droites tous les points créés sur un côté du contour avec les points correspondants situés sur le côté opposé du contour. Les lignes « verticales » et « horizontales » créent deux ensembles de points. Le point de l'intersection de chaque paire des lignes « horizontales » et « verticales » définit la position finale du nœud à l'intérieur du contour (conf. la figure ci-dessous).



Après la définition du contour, vous devez définir les paramètres de la méthode de Coons, à savoir la forme du maillage par éléments finis (triangles seuls, quadrangles seuls, triangles et quadrangles) et les paramètres de la division : *division 1* et *division 2*.

Les paramètres de la division déterminent le nombre d'éléments qui seront créés sur le premier côté (entre le premier et le deuxième sommet du contour) et sur le deuxième côté du contour (entre le deuxième et troisième sommet).

Les côtés opposés du contour seront divisés automatiquement de sorte que la division corresponde à la division effectuée pour le premier et pour le deuxième bord du contour.

Pour les contours triangulaires, le nombre de divisions du côté situé entre le troisième et le premier sommet du contour est le même que celui entre le deuxième et le troisième sommet.

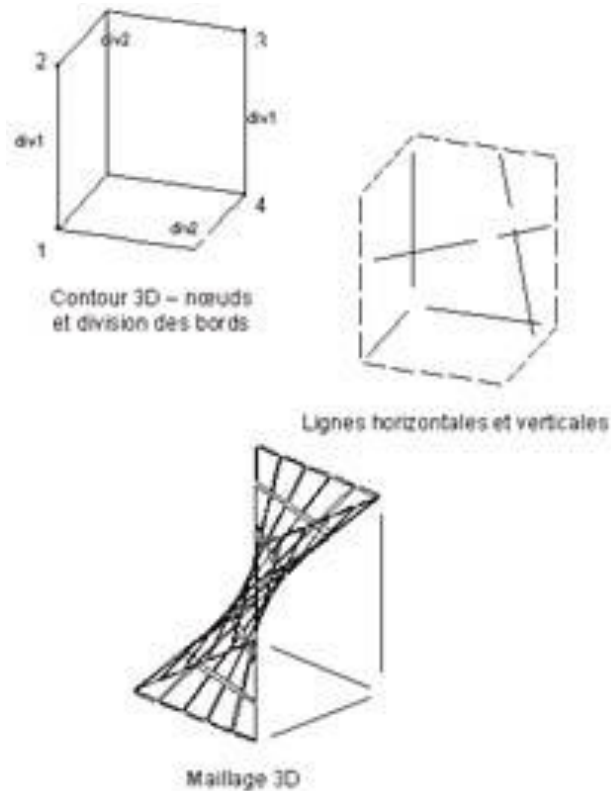
Pour les contours quadrangulaires, le nombre de divisions du côté situé entre le troisième et le quatrième sommet du contour est le même que celui entre le premier et le deuxième sommet,

Annexe

le nombre de divisions du côté situé entre le quatrième et le premier sommet du contour est le même que celui entre le deuxième et le troisième sommet.

Si, par exemple, le nombre de divisions entre le troisième et le quatrième sommet du contour est supérieur à celui entre le premier et le deuxième sommet, le nombre de divisions provisoire que vous avez imposé sera agrandi de façon automatique.

La méthode de Coons peut être utilisée pour générer les maillages par éléments finis sur les surfaces 2D (les contours appartiennent à un plan donné, conf. la figure ci-dessus) de même que sur les surfaces 3D (les contours sont définis en 3D, conf. la figure ci-dessous).



La méthode en question consiste à créer les surfaces de Coons sur un contour dont les côtés opposés sont divisés en un nombre de segments donné.

Les côtés opposés sont reliés par des lignes droites dont les intersections définissent les éléments finis.

La méthode de Coons est utilisée dans ROBOT 97 pour les surfaces tridimensionnelles 3D et pour les contours plans triangulaires ou quadrangulaires.

Bibliographie

Bibliographie

Règlements :

- **RPA99/version2003 (DTR B.C.2-48)** : Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique).
- **BAEL91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment).

Livres :

- Calcul dynamique des structures en zone sismique (Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICI) aux éditions EYROLLES.
- **Milan Zacek**, CONSTRUIRE PARASISMIQUE, éditions Parenthèses.
- **Projet de fin d'étude** : Mouloud Liani, Abdelkader Safer : « Incidence des voiles de contreventement en ailerons sur le comportement des bâtiments au séisme », Ecole Nationale Polytechnique, 2011.
- **Thèse de doctorat, Nicole ILE** : « contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception ».L'Institut National des Sciences Appliquées de LYON 2000.
- **AFPS, 2004** : « Guide de la conception parasismique des bâtiments ». Association française du génie parasismique (2004). Groupe Eyrolles, 75006 Paris.

Logiciel : Robot Structural Analysis 2013 (Autodesk).