

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI BOUMEDIENE

FACULTE DE GENIE CIVIL



UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI BOUMEDIENE

FACULTE DE GENIE CIVIL

THESE

Présentée pour l'obtention du grade de **DOCTORAT EN SCIENCES**

En GENIE CIVIL

Spécialité : Structure

Par : **Ali AHMED-CHAOUCH**

Thème

ETUDE DES PERFORMANCES DES VOILES EN L DE STRUCTURES EN ZONES SISMIQUES

Soutenue publiquement le 21 Avril/2015, devant le jury suivant :

M. D.BENOUAR	Professeur à l'USTHB / FGC	Président
M. A.BALI	Professeur à l'ENP	Directeur de Thèse
M. H.BECHTOULA	Maître de Recherche/A au CGS	Co-Directeur de Thèse
M. M.HADID	Professeur à l'ENSTP	Examineur
M. A.BOURZAM	Maître de Conférence/A à l'USTHB / FGC	Examineur
M. M.TOUATI	Maître de Conférence/A à l'USTHB / FGC	Examineur
M. M.BELAZOUGUI	Directeur du CGS	Invité

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, le Professeur Abderrahim BALI, et mon Co-directeur le Maître de Recherche de classe A Hakim BECHTOULA pour la confiance qu'il m'ont accordée en me chargeant de cette étude, et pour leur attention tout le long de celle-ci. Leurs critiques ont été particulièrement appréciées, notamment lors de l'exploitation et la discussion des résultats obtenus.

J'exprime toute ma gratitude également à M^r Djilali BENOUAR, Professeur à l'U.S.T.H.B, pour avoir accepté de présider le jury et ce malgré les nombreuses activités scientifiques qu'il assume.

Mes remerciements s'adressent également à M^r Mohamed HADID, Professeur à l'E.N.T.S.P, M^r Mokhtar TOUATI, Maître de Conférence de classe A à l'U.S.T.H.B, M^r Abdelkrim BOURZAM, Maître de Conférence de classe A à l'U.S.T.H.B, pour avoir accepté de consacrer de leurs temps précieux afin d'examiner cette modeste participation à la compression du comportement des voiles en forme de L, et de l'enrichir par leurs inestimables remarques et critiques.

Mes remerciements s'adressent également à M^r Mohamed BELAZOUGUI, Directeur du C.G.S, pour avoir accepté d'assister à la soutenance de mon travail, et à l'enrichissement de celui-ci par toutes ses remarques et son apport précieux acquis par une expérience riche à la tête du centre de recherche qu'il dirige.

Le Professeur Smail HADDADI, de l'U.S.T.H.B ainsi que toute l'équipe du Laboratoire qu'il dirige, L.E.E.G.O, et dont je fais partie, sont vivement remercié pour toute l'aide, la disponibilité et les encouragements qu'ils m'ont fourni pendant toute la durée de cette recherche.

Un grand merci au Doyen, au Président du Conseil Scientifique et à tous les collègues de la faculté de Génie Civil de l'U.S.T.H.B, pour leurs encouragements et conseils.

Pour terminer j'aimerais remercier mon épouse, pour avoir été compréhensive, patiente et encourageante pendant toute la durée de la recherche. Ainsi que mes six enfants, qui ont reçu moins d'attention au cours de ces années.

ملخص : لقد ظهر بعد زلزال 2003 ببومرداس نوع جديد من هياكل العمارات، و المتمثل في بناء جدران خرسانية على شكل الحرف اللاتيني L ، حتى يتمكن المهندسون من تصميم واجهات أكثر إنفتاح. إن مثل هذه الجدران لم يتم دراسة تصرفها تحت الحمولات الناتجة عن الزلزال بكثرة، فإن الدراسات السابقة لا تتعدى الأربعة. الهدف المحدد لهذه الأطروحة هو التمكن، بإستعمال برنامج لتحليل الهياكل، من معرفة تصرف هذه الجدران عند تعرضها لحمولة زلزالية. لقد تمكنا من معرفة أماكن تركيز الإجهادات القصوى في هذه الجدران عند تعرضها لهذا النوع من الحمولات، سواء كانت إجهادات قص أو إجهادات عمودية. كما تمكنا من التعرف على الخصائص الهندسية التي يجب أن تتوفر في هذا النوع من الجدران، و منها طول الجناح على سمك الجدار، للتقليل من أثر جهد القص. كما توصلنا إلى إستنتاج أن إضافة عمود في مكان تقاطع الجناحين له تأثير إيجابي على تصرف هذا النوع من الجدران.

RESUME : Après le séisme de la ville de Boumerdès en 2003 un nouveau genre de structure est apparu, celui qui consiste en la construction de voiles en béton armé avec une forme en L, pour que les architectes puissent concevoir des façades plus ouvertes. Le nombre d'études antérieures traitant ce type de voiles n'est que de quatre. L'objectif assigné à cette thèse, est l'aboutissement, en utilisant un logiciel de calcul de structure, à connaître le comportement de ce type de voile sous une excitation sismique. On a pu déterminer les points de concentration des contraintes maximales dans ces voiles lorsqu'ils sont soumis à un chargement sismique, qu'elles soient de cisaillement ou normale. On a pu déterminer les caractéristiques géométriques que ce type de voile devrait satisfaire, parmi ces caractéristiques le rapport longueur de l'aile sur épaisseur de celui-ci, pour réduire l'effet du cisaillement. Comme on a pu définir le fait de rajouter un poteau au niveau de l'angle d'intersection des deux ailes avait des conséquences positives sur le comportement de ce type de voile.

ABSTRACT: After the 2003 Boumerdes earthquake, a new type of building is being constructed in Algeria. The new concept is based on the concentration of reinforced concrete shear walls with L shape at the building corners. so that architects can design more open space and flexible architecture modelling.. The number of previous studies on this type of walls is only four. The objective set for this thesis is outcome, using a structural calculation software, to know the behavior of this type of wall under seismic excitation. We arrived to determine the points of maximum stress concentration in these walls when subjected to seismic loading, either shear or normal. We defined the geometric characteristic that this type of wall should satisfy, among these characteristics the flange length to thickness ratio of to reduce the effect of shear. As we have set the fact of adding a column at the corner of intersection plan of two flanges had a positive impact on the behavior of this type of wall.

TABLES DES MATIÈRES

<i>Avant-propos</i>	<i>i</i>
<i>Résumés</i>	<i>ii</i>
<i>Table des Matières</i>	<i>iii</i>
<i>Table des illustrations</i>	<i>iv</i>
INTRODUCTION GENERALE	
1.INTRODUCTION	- 1 -
2. OBJECTIF	- 3 -
CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1. INTRODUCTION.....	5
I.2. COMPORTEMENT DES VOILES RECTANGULAIRES EN BETON ARME ...	6
II.2.1. Modes de rupture des voiles élancés	6
II.2.2. Modes de rupture des voiles courts	8
I.3. COMPORTEMENT DES VOILES EN L EN BETON ARME	9
I.4. CONCLUSIONS	28
CHAPITRE II ETUDE PARAMETRIQUE	
II.1 INTRODUCTION	30
II.2 RESULTATS	32
II.2.1 CAS I : VOILES SANS POTEAUX.....	32
II.2.1.1 Contraintes de cisaillement.....	32
II.2.1.2 Contraintes normales	38
II.2.2 CAS II : VOILES AVEC POTEAUX.....	48
II.2.2.1 Contraintes de cisaillement.....	48
II.2.2.2 Contraintes normales	54
II.2.3 COMPARAISON ENTRE CAS I ET II	64
II.2.3.1 Contraintes de cisaillement.....	64
II.2.3.2 Contraintes normales	69
II.3 DISCUSSION DES RESULTATS	74
CONCLUSION GENERALE	76
REFRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	80

TABLES DES FIGURES

Figure 1.1 : Exemple de structures avec voiles d'angles en L.....	4
Figure 2.1 : Modes de rupture des voiles élancés (d'après [29]).....	7
Figure 2.2 : Modes de rupture des voiles élancés (d'après [30-31]).....	7
Figure 2.3 : Modes de rupture des voiles courts (d'après [29]).....	8
Figure 2.4 : Modes de rupture des voiles courts (d'après [32]).....	9
Figure 2.5 : Disposition des armatures des voiles (d'après [33]).....	10
Figure 2.6 : Schéma de fissuration finales des échantillons (d'après [33]).....	11
Figure 2.7 : Type de fissuration du voile L00A (d'après [34]).....	12
Figure 2.8 : Type de fissuration du voile L45A (d'après [34]).....	12
Figure 2.9 : Les différentes étapes d'apparition des fissures dans le voile L45C.....	13
Figure 2.10 : Type de fissuration du voile L45B.....	14
Figure 2.11 : Dimensions et ferrailages des voiles testés.....	15
Figure 2.12 : Distribution des fissures du type de voile DL2 (rapport de 2.8).....	16
Figure 2.13 : Dimensions et ferrailages des voiles testés.....	16
Figure 2.14 : Distribution des fissures sur les deux faces du voile.....	18
Figure 2.15 : Distribution de la fissuration des deux voiles DP1 et DP2 (d'après [38]).....	20
Figure 2.16 : Schéma type du ferrailage des voiles testés sur table vibrante.....	22
Figure 2.17 : Schéma type du ferrailage des voiles testés au mur de réaction.....	22
Figure 2.18 : Fissuration du voile Test 01 (Direction Y).....	23
Figure 2.19 : Fissuration du voile Test 02 (Direction X).....	24
Figure 2.20 : Aile cisailée à la fin de l'essai (Bidirectionnel).....	24
Figure 2.21 : Schéma type du ferrailage du voile testé (a) et sens de chargement (b).....	26
Figure 2.22 : Désordre à 1.5% Durant le chargement dans le sens E.....	27
Figure 2.23 : Ecrasement du béton en compression dans l'aile Est.....	28
Figure 3.1 : Configuration en plan des bâtiments et modèles de calcul.....	31
Figure 3.2 : Désignation des points singuliers.....	32
Figure 3.3 : Point de concentration des contraintes de cisaillement maximales.....	33
Figure 3.4 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t).....	34
Figure 3.5 : Contrainte de cisaillement maximale pour différents nombre d'étages.....	36
Figure 3.6 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte de cisaillement...	37
Figure 3.7 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (h/l).....	38
Figure 3.8 : Point de concentration des contraintes normales maximales.....	39
Figure 3.9 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) point A.....	40
Figure 3.10 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale point A.....	41
Figure 3.11 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l) point A.....	42
Figure 3.12 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) point B.....	43
Figure 3.13 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale point B.....	44

Figure 3.14 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l) point B.....	45
Figure 3.15 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles.....	47
Figure 3.16 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles.....	48
Figure 3.17 : Vue en plan (structure Cas II).....	49
Figure 3.18 : Point de concentration des contraintes de cisaillement maximales.....	49
Figure 3.19 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t).....	51
Figure 3.20 : Contrainte de cisaillement maximale pour différents nombre d'étages.....	52
Figure 3.21 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte de cisaillement.....	53
Figure 3.22 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (h/l).....	54
Figure 3.23 : Point de concentration des contraintes normales maximales.....	55
Figure 3.24 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t).....	56
Figure 3.25 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale.....	57
Figure 3.26 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l).....	58
Figure 3.27 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t).....	59
Figure 3.28 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale.....	60
Figure 3.29 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l).....	61
Figure 3.30 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles.....	63
Figure 3.31 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles.....	64
Figure 3.32 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 15 cm.....	66
Figure 3.33 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 20 cm.....	67
Figure 3.34 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 25 cm.....	68
Figure 3.35 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 15 cm.....	70
Figure 3.36 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 20 cm.....	71
Figure 3.37 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 25 cm.....	72
Figure 3.38 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles.....	73

TABLEAUX

Tableau 3.1 : Variation du rapport (V_w/V_t) en fonction du rapport (l/t).....	46
Tableau 3.2 : Variation du rapport (V_w/V_t) en fonction du rapport (l/t) (cas II).....	62
Tableau 3.3 : Variation du rapport des contraintes de cisaillement cas I/ Cas II.....	65
Tableau 3.4 : Variation du rapport des contraintes normales cas I/ Cas II.....	70
Tableau 3.5 : Variation du rapport (V_w/V_t) en fonction du rapport (l/t) (cas I et Cas II).....	74

1.INTRODUCTION

Les catastrophes 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...).

Les images de désolations après un séisme interpellent directement les constructeurs. Quels sont les moyens d'éviter, ou tout au moins de limiter, les dégâts et les catastrophes provoqués par les secousses sismiques ? Quelles sont les erreurs à ne pas commettre ?

Comme il n'est pas possible d'agir sur la cause, la construction parasismique constitue le principal et meilleur moyen de réduire le risque. 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 le système de stabilisation horizontale qui influence de manière prépondérante la réponse sismique de l'édifice. Etant donné qu'il s'agit de résister à des sollicitations horizontales, les systèmes de contreventement habituels peuvent être envisagés pour la stabilisation parasismique. Ces principaux systèmes sont les suivants :

- les portiques autostables,
- les voiles en béton armé,
- dual system portique-voile,
- les contreventements triangulés.

Dans le passé, les structures autostables étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au 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.

La stabilisation latérale des bâtiments par des voiles découle naturellement de l'utilisation des éléments de façade et de cloisonnement pour la résistance horizontale. Les systèmes correspondants sont relativement rigides, ce qui a contrairement aux portiques l'avantage de limiter les déformations.

Les voiles en béton armé, correctement dimensionnés, sont très bien adaptés aux sollicitations sismiques. En effet, de nombreuses observations post-sismiques ont relevé la très bonne tenue

des bâtiments avec des refends en béton armé. Même sans dispositions particulières, les voiles en béton armé permettent de réduire les risques d'effondrement, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portiques sont [1]:

- Augmente la rigidité de la structure, leur rigidité limite les déformations du bâtiment, et réduit ainsi considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux ;
- ces éléments peuvent être aisément conçus de manière ductile, les déformations plastiques se concentrent à la base du voile ;
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- Diminue les dégâts des éléments non porteurs dont le coût de réparation est souvent le plus grand que celui des éléments porteurs ;
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiments dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes ;
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques. En effet, la philosophie de « capacity design » (adoptée par tous les codes parasismiques de nos jours), impose la création d'articulations plastiques dans les poutres, alors que les voiles doivent rester élastiques. L'utilisation des voiles diminue aussi l'influence des éléments non porteurs sur le comportement de la structure, influence que nous ne maîtrisons pas aujourd'hui. De plus, un voile fissuré garde une grande partie de sa résistance, ce qui n'est pas le cas en général des poteaux.

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

Le comportement d'un élément de mur est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, du caractère tri-directionnel de l'excitation sismique.

Suite au séisme dévastateur du 21 mai 2003 de BOUMERDES (2300 morts et 130000 sans-abris), les Règles Parasismiques Algériennes RPA99 révisées (RPA99/2003), après que la classification des zones sismiques des différentes wilayas d'Algérie a été revue à la hausse, ont restreint l'utilisation du système de contreventement en portique auto-stable en béton armé, en limitant notamment la hauteur ou le nombre de niveau des bâtiments édifiés en zones de forte et de moyenne sismicité. Pour surmonter cette restriction, certains maîtres d'ouvrages et auto-constructeurs ont recouru à l'insertion de voiles en béton armé en forme de L [2], souvent aux

quatre coins de la structure, sans qu'aucune recherche détaillée ne soit faite sur son comportement vis-à-vis des actions sismiques. Ce système a été adopté non seulement pour réaliser des maisons individuelles, mais aussi des bâtiments multi-étagés à usage de bureaux et habitations. Pour ce système constructif, qui a tendance à se généraliser, les dimensions des voiles ou des murs "ailes" sont prises de manière forfaitaire, en l'absence de retour d'expérience et de prescriptions réglementaires [3-6]. Par ailleurs, le coefficient de comportement défini par les RPA99/2003 ne permet guère de traduire les mécanismes de dissipation d'énergie de ce type de structures.

2. OBJECTIF

L'objectif principal et initial de cette recherche est l'étude du comportement des voiles en forme de "L" sous un chargement sismique. De ce fait, nous avons mené des investigations numériques approfondies pour élucider les aspects suivants :

1. Le comportement dynamique de ces voiles sous l'action d'une excitation sismique aléatoire.
2. La capacité de ces voiles à dissiper de l'énergie sismique par formation de rotules plastiques.
3. Les paramètres significatifs ayant une influence directe sur le comportement dynamique des voiles en forme de "L" à savoir:
 - a. longueur des voiles ;
 - b. épaisseur ;
 - c. élancement ;
 - d. Intensité de l'effort normal.

Il est à préciser que cette recherche ne s'intéresse dans une première phase qu'aux voiles en béton armé en forme de "L". A la lumière des résultats attendus et de leur pertinence, d'autres projets de recherche peuvent éventuellement être proposés dans le futur pour traiter le cas des voiles avec d'autres formes géométriques telles que, les voiles linéaires en forme de T ou I par exemple.

Le présent travail a des impacts scientifiques, techniques et économiques, nous citerons :

- Impacts scientifiques et techniques: Les résultats attendus permettront d'une part de mettre à la disposition des ingénieurs une règle de dimensionnement des ailerons de ce

type de voile, d'autre part à enrichir la bibliographie inhérente au comportement de ce type de voile qui est actuellement très pauvre

L'utilisation des voiles à ailerons pourrait s'avérer intéressante bien entendu architecturalement car elle permet d'avoir de grandes façades ouvertes. De plus si des voiles avec des dimensions peu importantes peuvent fournir un comportement structurel satisfaisant, ceci permettra un gain économique considérable car en réduisant la dimension des voiles nous réduisons la quantité de béton et ferrailage à réaliser, et par conséquent le coût du projet.



Figure 1.1 : Exemple de structures avec voiles d'angles en L

I.1. INTRODUCTION

La majorité des études précédentes sur le comportement des voiles ont été effectuées sur des voiles en béton armé ayant une forme rectangulaire simple. Souvent, les concepteurs utilisent des voiles de contreventement dont la section transversale est non rectangulaire, soit en T ou en H, afin d'atteindre des niveaux plus élevés de rigidité et de résistance. Dans de nombreux cas, ces éléments présentent des comportements différents de ceux des murs rectangulaires.

Parmi tous les types de murs de contreventement à ailes, ceux avec des sections transversales en T, H, et U ont été étudiés par les chercheurs [9-10]. Dans plusieurs cas ces voiles ont eu des comportements différents des voiles à section rectangulaire. Par exemple, Paulay et d'autres chercheurs ont étudié l'effet des armatures sur le cisaillement dans les voiles courts [7]. Ils ont constaté que les murs de contreventement à ailes sont plus touchés par une rupture par glissement (« sliding shear ») le long de l'interconnexion des fissures dues à la flexion que les murs à section rectangulaire. En revanche, d'autres chercheurs ont montré que la rigidité des ailes a un effet considérable sur la résistance, la ductilité, et le mécanisme de rupture des voiles de contreventement [11].

Les chercheurs se sont focalisés sur les murs à ailes avec forme symétrique et peu d'études dans la littérature traitent le comportement des murs de contreventement avec des sections transversales asymétriques, tels que les voiles en L. La rigidité, la force, et la ductilité de ces murs peuvent être complètement différente dans les deux directions opposées [12], et ils présentent même parfois des modes de rupture différents dans ces deux directions. Le manque de symétrie peut considérablement affecter le comportement des voiles en béton armé, plus de recherche doivent être menée dans ce cadre sur des structures subissant des charges gravitationnelles (verticales) et latérales avec voiles en L (surtout dans les coins de bâtiments).

Vu le nombre très limité d'études antérieures sur les voiles en L, nous entamerons cette recherche bibliographique par la présentation du comportement des voiles rectangulaires, ensuite nous présenterons les quelques cas de voiles en L.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous présenterons des recherches expérimentales qui ont été effectuées sur des voiles en I et U qui pourraient peut être nous permettre de comprendre le mode de ruine des voiles en L.

I.2. COMPORTEMENT DES VOILES RECTANGULAIRES EN BETON ARME [39]

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, pour les voiles à section rectangulaire on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l ,
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h / l > 2$) et les voiles courts ($h / l < 2$). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts. En s'appuyant sur plusieurs recherches [13-28] ainsi que les excellentes descriptions qu'on fait FOURE [29] et PAULAY [30-31] et sur la classification donnée dans l'Eurocode 8 [32], nous présentons, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés. Les modes de ruptures des voiles élancés sont schématisés sur les Figures 2.1 et 2.2.

I.2.1. Modes de rupture des voiles élancés

1) Ruptures en flexion

- **Mode FL1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.
- **Mode FL2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode **FL2** est moins ductile que le mode **FL1**, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- **Mode FL3** : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

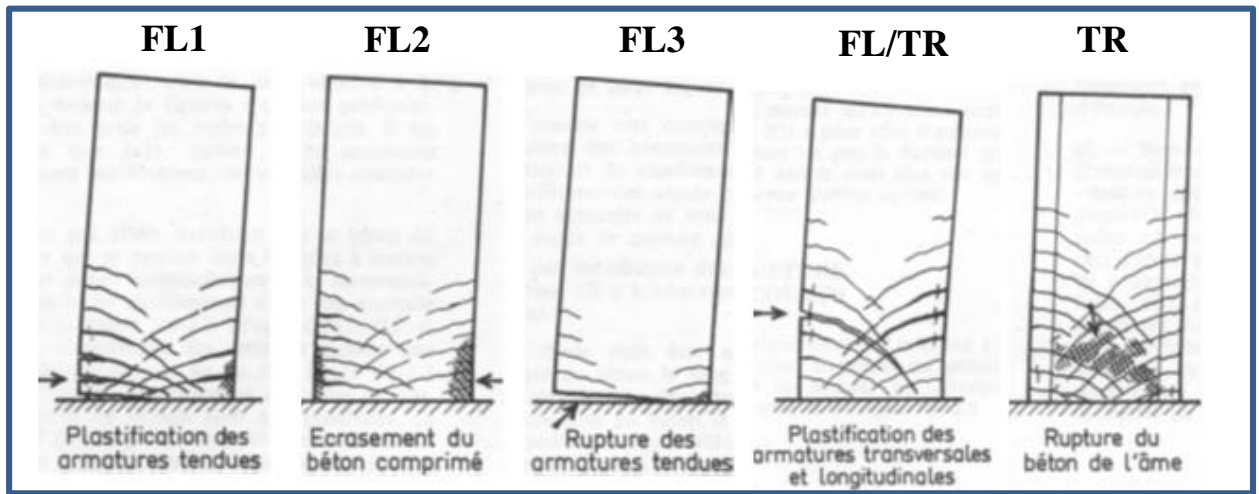


Figure 2.1 : Modes de rupture des voiles élancés (d'après [29])

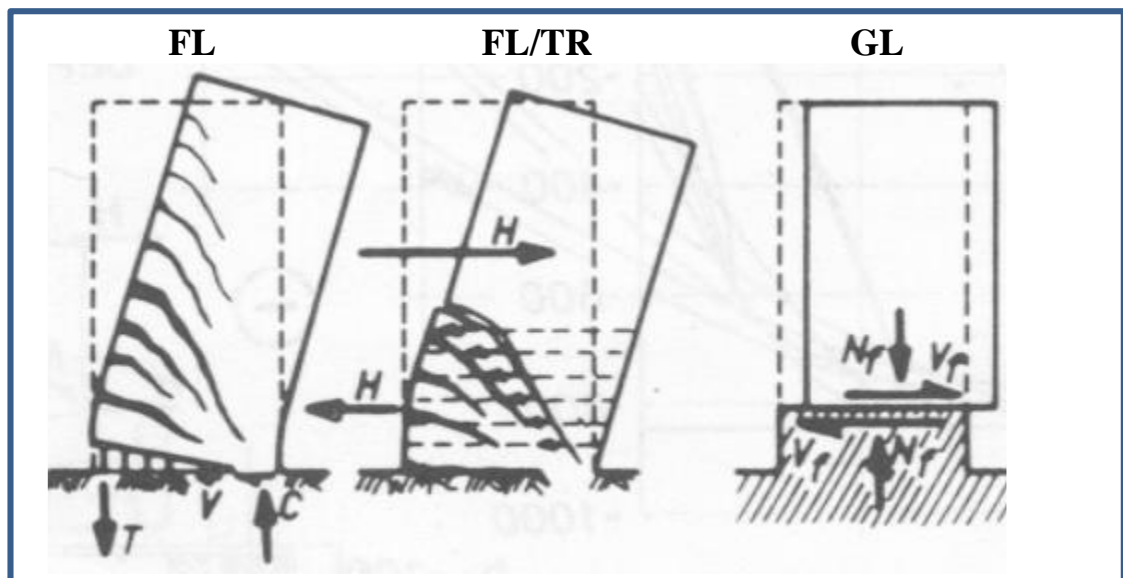


Figure 2.2 : Modes de rupture des voiles élancés (d'après [30-31])

2) Ruptures en flexion-effort tranchant

Mode FL/TR : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

3) Ruptures par effort tranchant

Mode TR : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

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

I.2.2. Modes de rupture des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure 2.3 et 2.4. On distingue trois cas :

Mode TR1 : rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode TR2 : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode TR3 : rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

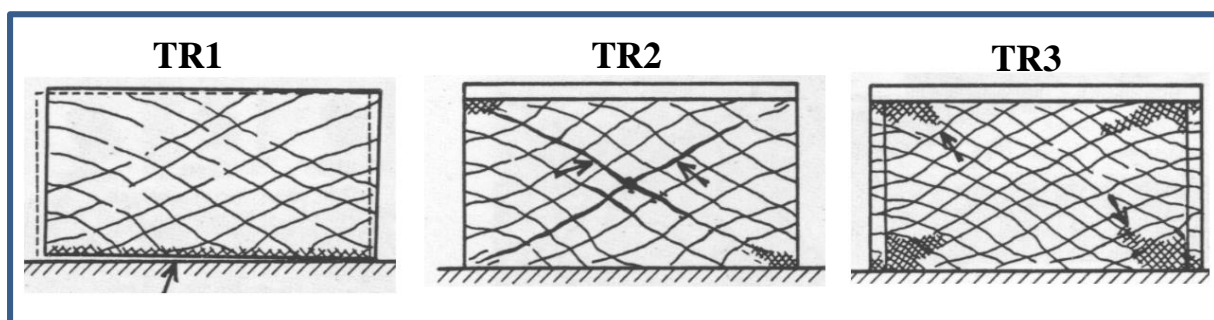


Figure 2.3 : Modes de rupture des voiles courts (d'après [29])

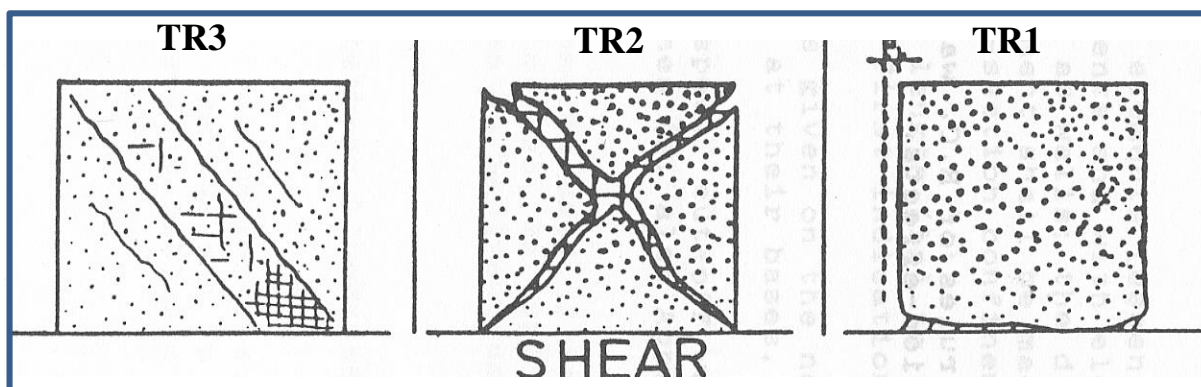


Figure 2.4 : Modes de rupture des voiles courts (d'après [32])

I.3. COMPORTEMENT DES VOILES EN L EN BETON ARME

L'étude du comportement des voiles en forme de L, n'a pas été suffisamment traitée dans le monde, nous avons recensés seulement quatre études qui ont porté sur ce type de voiles, et chacune a traité des paramètres différents.

HOSAKA et al [33] ont étudié quatre spécimens de voiles correspondant à la base d'un bâtiment modèle de 30 étages (figure 2.5). Pour le premier spécimen un béton de 80 MPa de résistance a été confectionné et pour les trois voiles restants la résistance a été de 60 MPa. Au niveau de l'intersection des deux ailes et à l'extrémité de chacune de ces ailes, le béton a été confiné par une forte densité de ferrailage formant des potelets noyés dans l'épaisseur des voiles dans les coins.

HOSAKA et al ont fait varier successivement le chargement horizontal et le chargement axial, et une comparaison avec un traitement numérique par une approche multifibres a été effectuée. Le premier résultat obtenu est que cette méthode est valable pour prédire le comportement de ce type de voiles, le deuxième qui nous intéresse est la rupture par flexion localisée à la base du voile au niveau du coin d'intersection des deux ailes (figure 2.6).

Relativement à cette rupture à la base, la seule différence entre les quatre spécimens de voiles c'est qu'elle est observée pour chaque spécimen à des valeurs différentes du rapport R , qui est défini comme étant l'angle de déformation de l'effort tranchant qui représente le déplacement relatif entre le moignon haut et le moignon bas de la table d'essai divisé par la hauteur du chargement H .

Sur la base des résultats des essais et du calcul numérique, HOSAKA et al ont conclu que :

- la déformation par flexion à la base des voiles en "L" est dominante, et occupe près de 80% de la déformation totale.
- Les échantillons de voiles présentent le même développement des contraintes. La distribution des contraintes est presque linéaire avec un petit angle de déformation. A une valeur de $R= 1/200$ les barres principales (main bars) fléchissent sous un effort de compression et à ce moment les contraintes augmentent. Pour les voiles type L5 et L6 ayant des barres de renforcement à l'axe, au niveau du coin d'intersection des deux ailes et au bout de chaque aile (core bar), le même schéma des contraintes est observé. A la base du voile, en tenant compte de l'évolution des contraintes dans les barres principales (main bars), ils ont remarqué que la présence des barres axiales a augmenté le palier représentant la capacité flexionnelle.

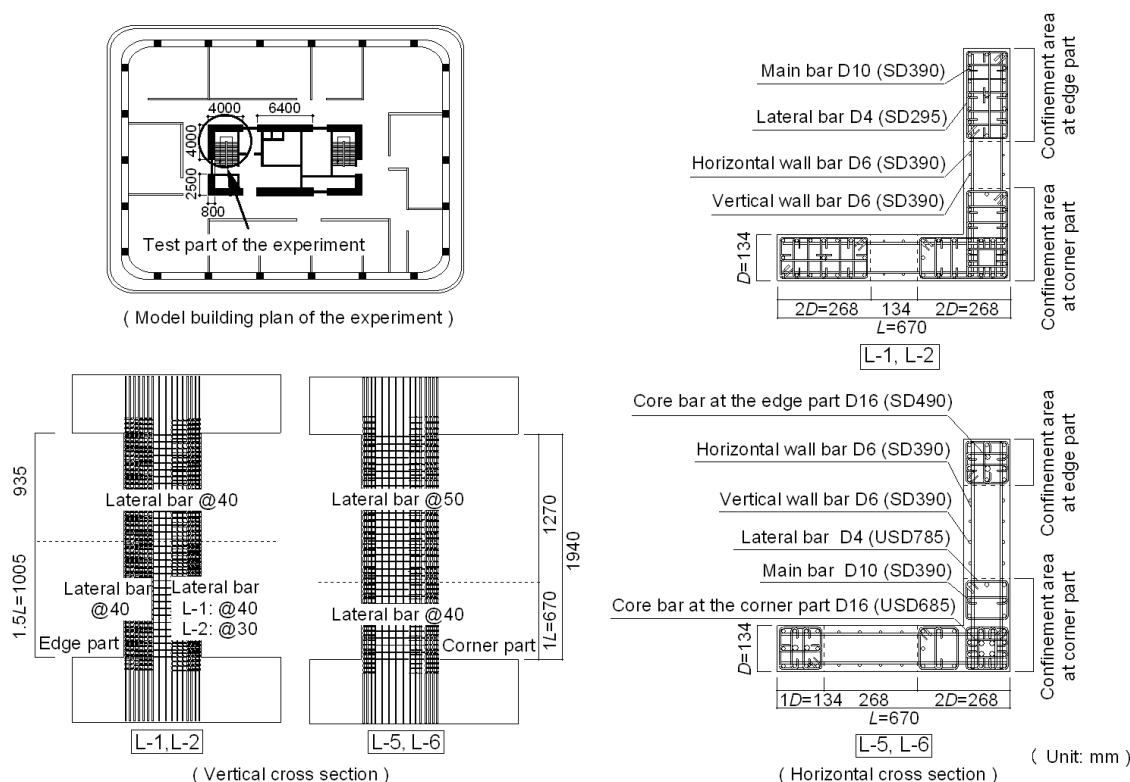


Figure 2.5 Disposition des armatures des voiles (d'après [33])

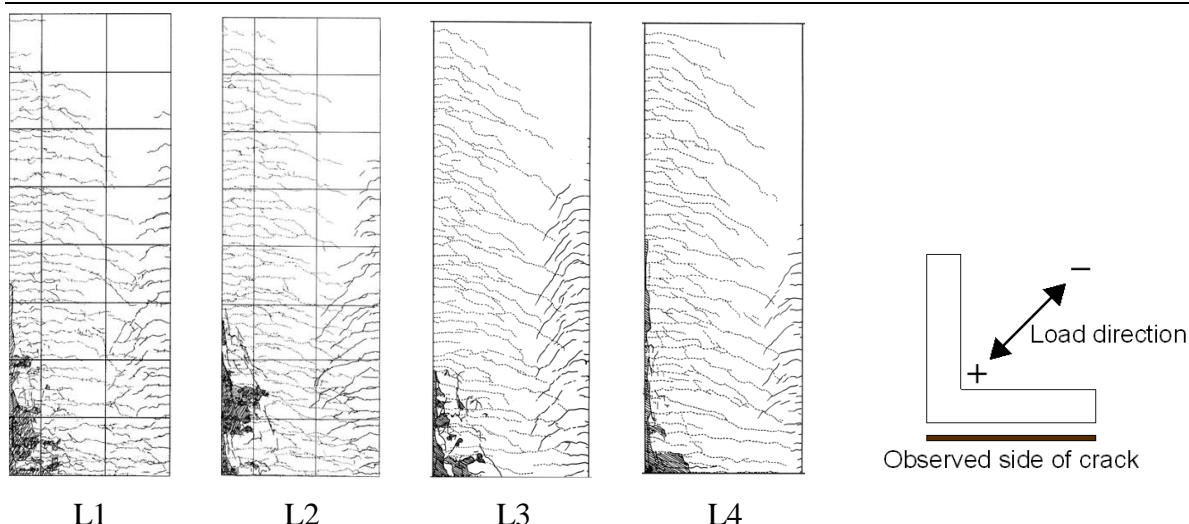


Figure 2.6 : Schéma de fissuration finales des échantillons (d'après [33])

INADA et al [34-35] ont étudié l'effet de la direction de chargement et la configuration de leur section en plan sur le comportement sous chargement sismique d'un noyau central. Cinq spécimens de voiles en L ont été testés. Les dimensions des ailes pour les trois premiers voiles ont été considérées grandes par rapport à celles prises généralement en expérimentation ($l = 1200$ millimètres pour une épaisseur de 200 mm) et un chargement vertical important de 12 MN. Les deux premiers voiles sont à ailes égales (L00A et L45A) avec un chargement successivement perpendiculaire à l'une des ailes et appliqué au point d'intersection des deux ailes (angle de 45°), et le troisième voile ayant des ailes inégales (L45B) avec un chargement appliqué au point d'intersection des deux ailes. Les deux derniers voiles (L45C et L45D) testés ont des ailes égales avec une longueur de 720 mm et une épaisseur de 120 mm.

Comme pour l'étude précédente [33] le béton a été confiné par une forte densité de ferrailage formant des potelets noyés dans l'épaisseur des voiles dans les coins, et défini le même rapport R , et les différentes constatations du comportement de ces voiles s'est faite en tenant compte de la variation de ce paramètre.

Ces spécimens de voiles correspondant à la base d'un bâtiment modèle de 40 étages avec noyau central et dont la résistance du béton prise est de 80 MPa.

Les résultats sont assez intéressants surtout relativement à la localisation des fissures induisant la rupture.

Pour le voile L00A, les premières fissures qui sont dues à la flexion sont apparues à des valeurs de R plus importante dans le cas d'un chargement en compression que dans le cas d'un chargement en traction, puis la rupture arrive subitement par cisaillement et non pas par flexion.

Les fissures apparaissent dans l'aile du voile qui est perpendiculaire au chargement (Figure 2.7).

Pour les voiles type L45A, L45C et L45 D, comme pour le voile L00A, les premières fissures sont horizontales et dues à la flexion, puis celles-ci s'inclinent progressivement pour que la rupture arrive subitement par cisaillement à la base du voile. Les fissures apparaissent dans les deux ailes avec la même apparence (Figure 2.8- Figure 2.9).



Figure 2.7 : Type de fissuration du voile L00A (d'après [34])



Figure 2.8 : Type de fissuration du voile L45A (d'après [34])

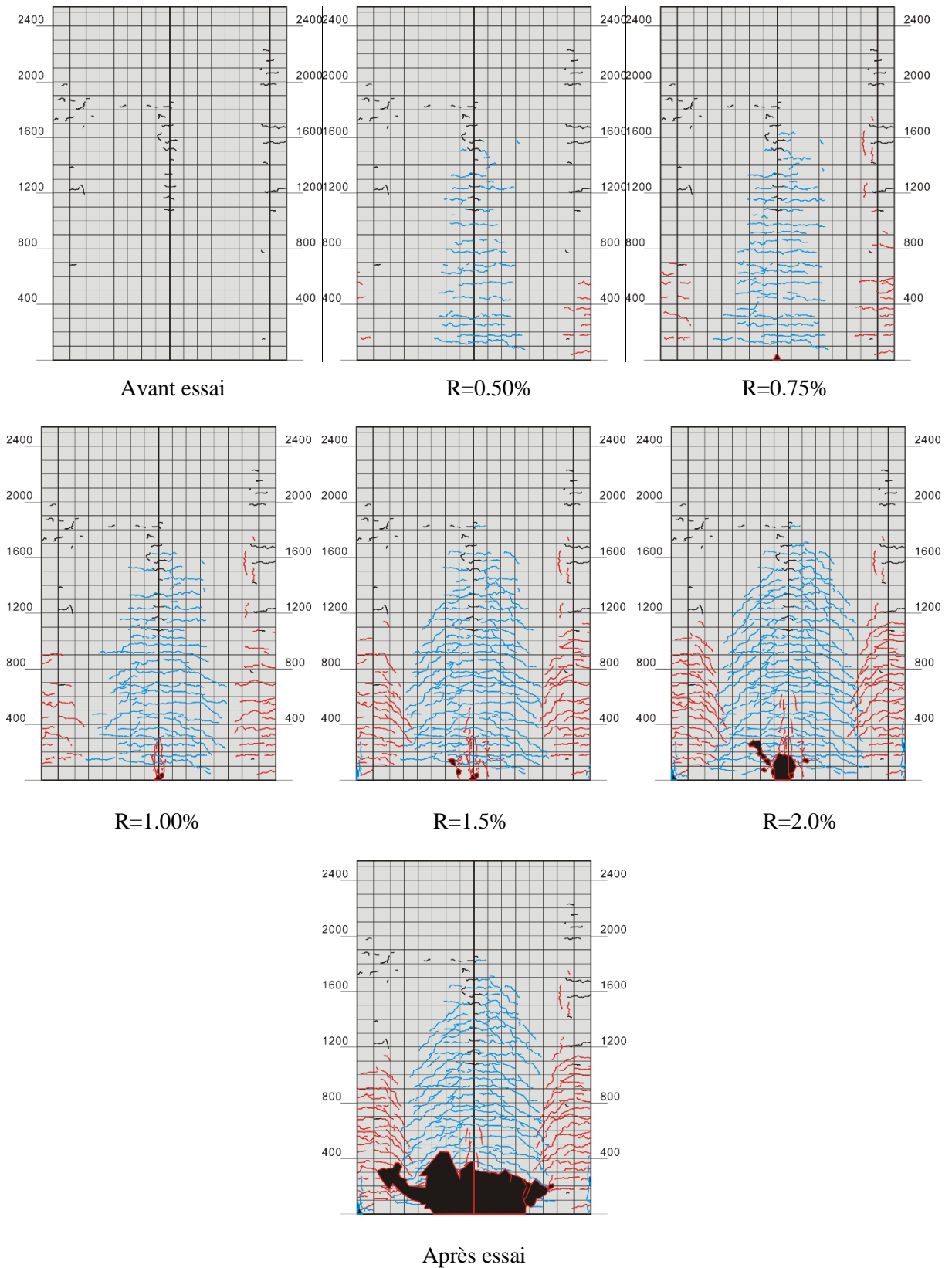


Figure 2.9 : Les différentes étapes d'apparition des fissures dans le voile L45C (d'après [35])

Pour le voile type L45B la même progression des dommages est observée. La capacité portante diminue graduellement. Dans le cas d'un chargement négatif, la plus petite aile présente moins de dommages que la plus grande (Figure 2.10).



Figure 2.10 : Type de fissuration du voile L45B (d'après [34])

WEI et al [36] ont testé six types de voiles en L sous un chargement axial constant et un chargement latéral variable, en faisant varier le rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile tout en gardant la hauteur du voile constante de 1400 mm, la résistance à la compression du béton était de 40 MPa. Ces voiles ont été ferrailés selon les schémas présentés sur la figure 2.11 avec des armatures longitudinales de diamètre 10 mm et limite d'élasticité de 335 MPa, par contre les étriers avaient une limite de 235 MPa pour un diamètre de 8mm.

Sur la base des différents tests, il est apparu que pour des voiles courts en L quatre modes de fissuration ont été observés :

- 1) – Pour l'échantillon avec un rapport de portée de cisaillement relativement faible (rapport de 1.75) a présenté une fissure du type cisaillement barocline. En premier, dans la partie centrale du voile est apparue une fissure transversale oblique partielle, quand la charge a augmenté, la fissure diagonale a augmenté graduellement, et la surface du voile s'est divisée en un certain nombre de blocs en forme de losange. Plusieurs fissures diagonales se sont formées et le béton s'est écrasé après flambement des armatures.
- 2) L'échantillon avec un rapport de portée de cisaillement modéré (rapport de 2.15) a présenté une fissure du type cisaillement-flexion. Les premières fissures ont été observées dans la partie centrale de l'aile perpendiculaire au chargement, les fissures se sont développées en

plusieurs petites fissures inclinées. Des fissures horizontales de flexion se sont produites au bout de l'aile, puis sous l'augmentation de la charge ces fissures horizontales se sont développées plus rapidement que les fissures inclinées. A la fin des fissures verticales sont apparues avec un écrasement du béton.

- 3) Le specimen avec un rapport de portée de cisaillement relativement grand (rapport de 2.8) a présenté une fissure par flexion (figure 2.12). Au début les premières fissures sont apparues dans la partie centrale du voile, puis de faibles fissures inclinées sont apparues dans la partie inférieure. A la fin le béton s'est écrasé.
- 4) Un effet réversible de la fissuration a été observé pour un certain nombre de type de voiles. Comme pour le voile ayant un rapport de force axiale de 0.1 et un rapport de portée de cisaillement de 1.75 les auteurs ont remarqué qu'avec l'augmentation de la charge, des fissures obliques sur la face interne apparaissent puis ce sont des fissures sur la face externe qui apparaissent pour qu'à la fin c'est une sorte de déchirure à travers le voile qui a eu lieu. La remarque finale établie par WEI et al [36] est que les performances de ce type de voile est meilleure que celles des voiles traditionnels, à condition qu'il présente un rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile compris entre 5 à 8, ce qui donne une structure plus sûre et plus économique.

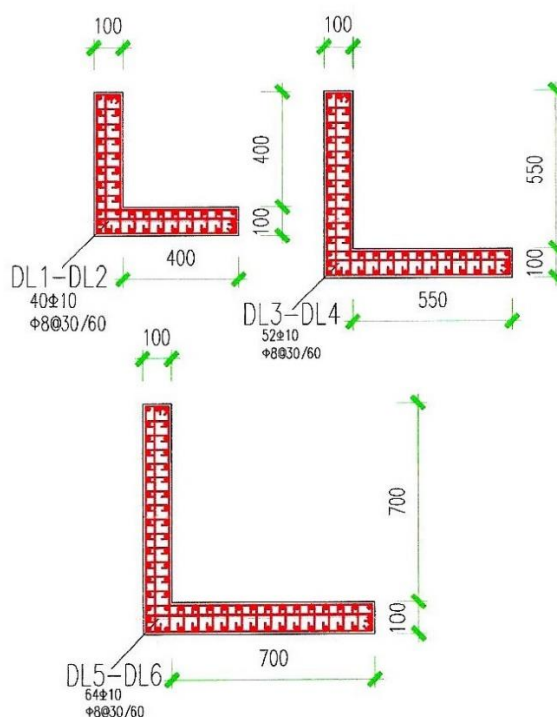


Figure 2.11 : Dimensions et ferrailages des voiles testés



Figure 2.12 : Distribution des fissures du type de voile DL2 (rapport de 2.8)

KARAMLOU et al [37] se sont intéressés au comportement des voiles en "L" lorsqu'ils sont conçus et réalisés avec un système constructif Iranien appelé panneaux R-ICF. Ce système consiste à souder les barres verticales laissées en attente avec celles du niveau supérieur. Huit voiles ont été coulés avec ce système, quatre avaient une section transversale rectangulaire et les quatre autres ayant une section en "L". Les voiles en "L" ont été testés sous une action combinée, une charge axiale constante et une charge latérale réversible cyclique. Les dimensions des quatre voiles étaient identiques (voir figure 2.13).

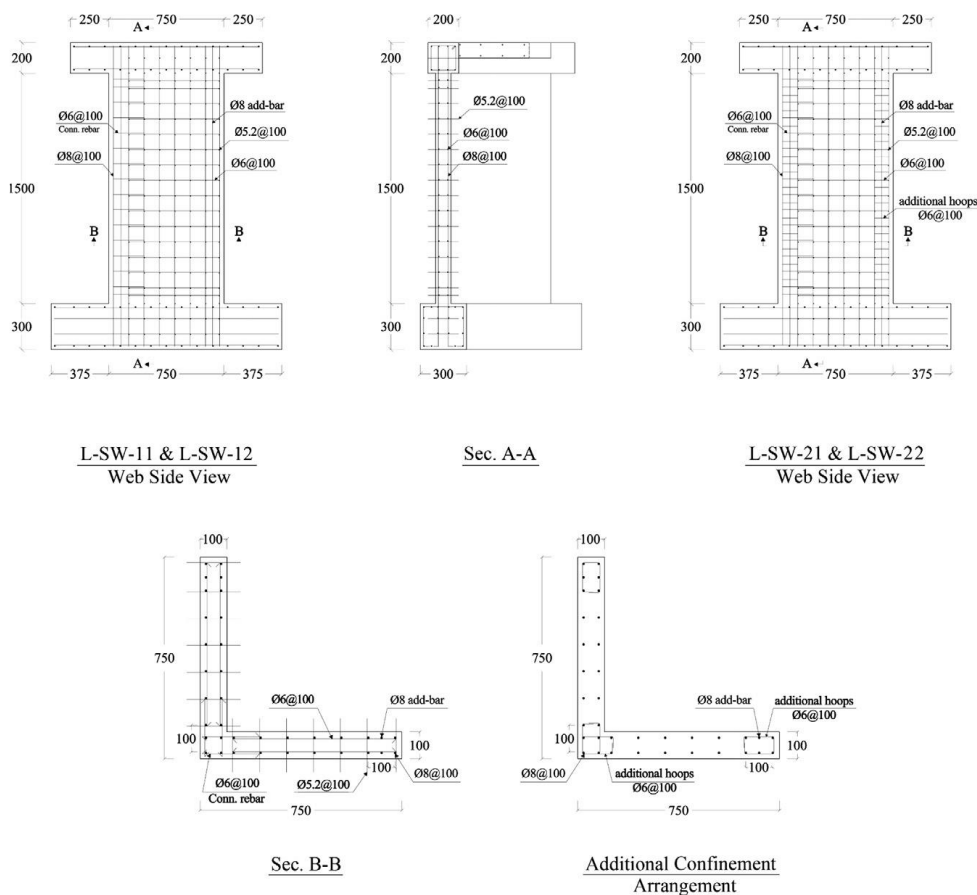


Figure 2.13 : Dimensions et ferrillages des voiles testés

Bien que tous les échantillons ont présenté presque le même modèle de fissures, mais différents modes de rupture ont été observés. Des fissures horizontales de flexion et d'autres inclinées de flexion-cisaillement sont apparues au bout de chaque aile et au coin d'intersection des deux ailes. En outre, au bout des deux ailes, la majorité de ces fissures se sont propagées horizontalement dans l'épaisseur du voile. Ces fissures sont devenues plus inclinées dans la partie interne de l'aile pour former des fissures de cisaillement diagonales, qui forment la majorité des fissures du voile.

Un autre aspect important du schéma de fissuration dans les ailes est le développement des fissures asymétrique sur les deux faces de l'aile. Généralement, dans les voiles avec des sections transversales symétriques et spécialement dans les voiles rectangulaires, les fissures inclinées se propagent dans les deux faces opposées symétriquement. Dans la plupart du temps ces fissures se croisent à mi longueur du mur pour former un craquage entrecroisé dans cette zone. Différents schémas de fissuration ont été observés sur les différentes faces du voile. Des fissures horizontales dues à la flexion et d'autres inclinées dues au cisaillement étaient les plus fréquentes sur les deux faces des ailes des voiles en L. Cependant, la distribution de ces fissures n'était pas identique sur les deux faces de l'aile. En fait, des fissures de cisaillement plus longues et plus concentrées se sont formées dans la direction négative (aile soumise à la compression). D'un autre côté, des fissures horizontales (dues à la flexion) ont été observées sur la face externe et des fissures inclinées ont été observées dans la face interne de l'aile (voir figure 2.14).

Tous les spécimens ont présentés un mode de fissuration par flexion par écrasement du béton et le ferrailage vertical dans les éléments des bouts libres a flambé, ce qui a causé une diminution de la résistance au chargement dans la direction positive. Cependant, la résistance dans le côté opposé a diminué beaucoup plus lentement.

Tous les spécimens de voile ont rompu de la même façon, mais ont montré différents comportement après la fissuration. Au début le comportement flexionnel est dominant et caractérisé par l'apparition d'une rotule plastique à la base du voile. Juste au moment où le déplacement s'approche du moment de la rupture, la propagation de fissures de cisaillement inclinées a diminué de façon spectaculaire, et beaucoup de fissures se sont concentrées dans la partie basse du voile. A ce moment les plus fréquentes et observables fissures étaient verticales due au flambement des armatures verticales ou l'écaillage du béton au niveau de l'élément limite au niveau du bout libre de l'aile.

En outre, le béton a commencé à s'écailler et se détériorer à l'endroit des fissures horizontales formées précédemment.

Les armatures transversales soudées du type R-ICF ont montré qu'ils étaient efficaces dans la partie confinée du béton et ont aidé les armatures verticales vis-à-vis du flambement. Dans la plupart des échantillons, ces armatures transversales ont empêché le flambement prématuré des armatures verticales à l'intersection des deux ailes du voile. Cependant, lors de la réalisation la soudure devrait être contrôlée, si cette soudure se détache (surtout dans les éléments du bout), ceci pourra être la cause d'une diminution dans la résistance et la ductilité.

Il a été démontré que l'écrasement du béton au niveau de l'aile a eu une influence négative sur la rigidité, la résistance et la ductilité des échantillons testés. Cet effet est plus considérable dans la direction positive (l'aile tendu). La haute résistance à la flexion due à la rigidité de l'aile et à l'application des grandes charges latérales inélastiques sont parmi les facteurs qui augmentent la probabilité de cet évènement. En outre, l'écrasement du béton au niveau de l'aile a augmenté la rotation plastique dans le sens négatif.

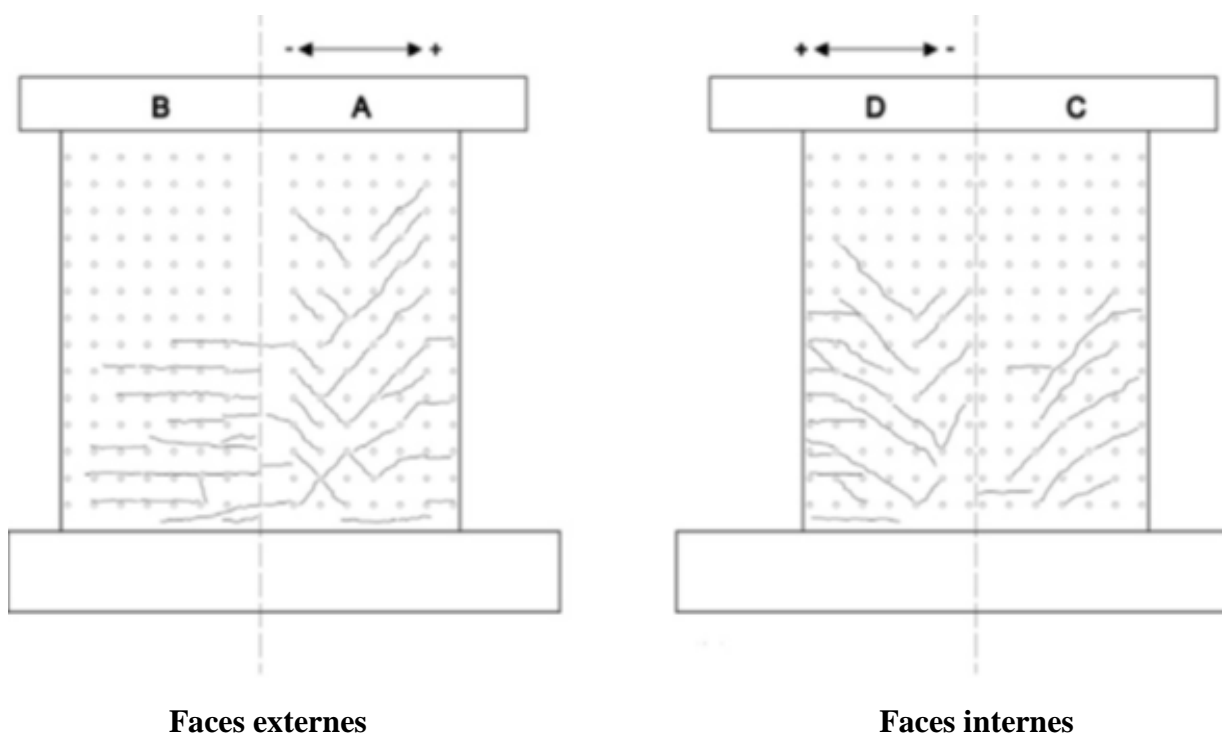


Figure 2.14 Distribution des fissures sur les deux faces du voile (d'après [37])

Nous avons remarqué d'après les quatre références bibliographiques citées ci-dessus et relatives à l'étude des voiles en forme de "L", qu'à chaque fois, la fissuration des voiles commencent par l'apparition de fissures horizontales dues à la flexion pour s'incliner tout en s'approchant de la zone d'intersection des deux ailes et devenir des fissures provoquées par le cisaillement. Ces fissures après plusieurs cycles de chargement-déchargement provoquent un écrasement du béton au niveau de ce coin d'intersection.

Dans un souci de pousser notre étude bibliographique et essayer de confirmer ou infirmer ce comportement, et devant le manque d'études effectuées sur des voiles en forme de "L", nous nous sommes dirigés vers les voiles ayant une forme proche du "L", c'est-à-dire soit en "I" ou soit en "U".

La première recherche effectuée par PALERMO et al [38], qui pour le compte de « The Nuclear Power Engineering Corporation of Japan» (NUPEC) a lancé des tests sur deux voiles en forme de I sous chargement dynamique grâce à l'utilisation d'une table vibrante.

Le but principal de ce papier est de présenter une série d'essai effectué à l'université de Toronto Les deux voiles ont été soumis à la fois à une charge axiale et à une charge latérale.

Dans la direction négative des fissures sont apparues sur toute la hauteur du voile dans l'âme, du coin haut droit au coin bas gauche, généralement inclinées à 45°, et les fissures traversent l'aile dans la direction orthogonale à celle de la direction positive. Ceci pour la première série de niveaux de déplacements (voir figure 2.15). En seconde séries de niveaux de déplacements d'autres fissures secondaires sont apparues entre les fissures principales diagonales. A la fin de 4 cycles (déplacement de 4mm), l'âme a été fissurée pratiquement sur toute sa surface. Au 5^{em} cycle, il était évident qu'il y'avait un glissement le long la surface de fissuration.

Le même schéma de fissuration par flexion a été observé dans les deux ailes des deux voiles, la première fissure s'est produite sur la face externe de l'aile au niveau de l'intersection âme-aile. Les fissures ont formé un schéma en U et ont couvert une surface d'environ 1/3 de la hauteur à partir de la tête du voile.

A la fin de l'essai quatre à cinq fissures majeures de flexion espacées régulièrement le long de la hauteur, étaient évidentes sur les ailes des deux voiles, qui se sont propagées sur toute la largeur et l'épaisseur de ces ailes. En outre, les fissures de flexion étaient concentrées au niveau de l'intersection âme-ailes.

Les fissures verticales apparues sur toute la hauteur de chaque aile étaient elles aussi concentrées à l'intersection âme-ailes

Les mécanismes de rupture des deux murs étaient inattendus et non conforme à ce qui est cité dans la littérature relativement à la rupture des autres types de voiles. Conventionnellement, la rupture des voiles courts peut se produire soit par une tension diagonale ou par compression diagonale.

La rupture par tension diagonale a lieu dans le voile quand le ferrailage reprenant le cisaillement est insuffisant, et la rupture par compression diagonale a lieu quand la valeur de la contrainte de cisaillement est grande. Dans le dernier cas, le béton s'est écrasé dans la zone du bout, suivi d'un glissement (sliding shear) le long de la base du voile.

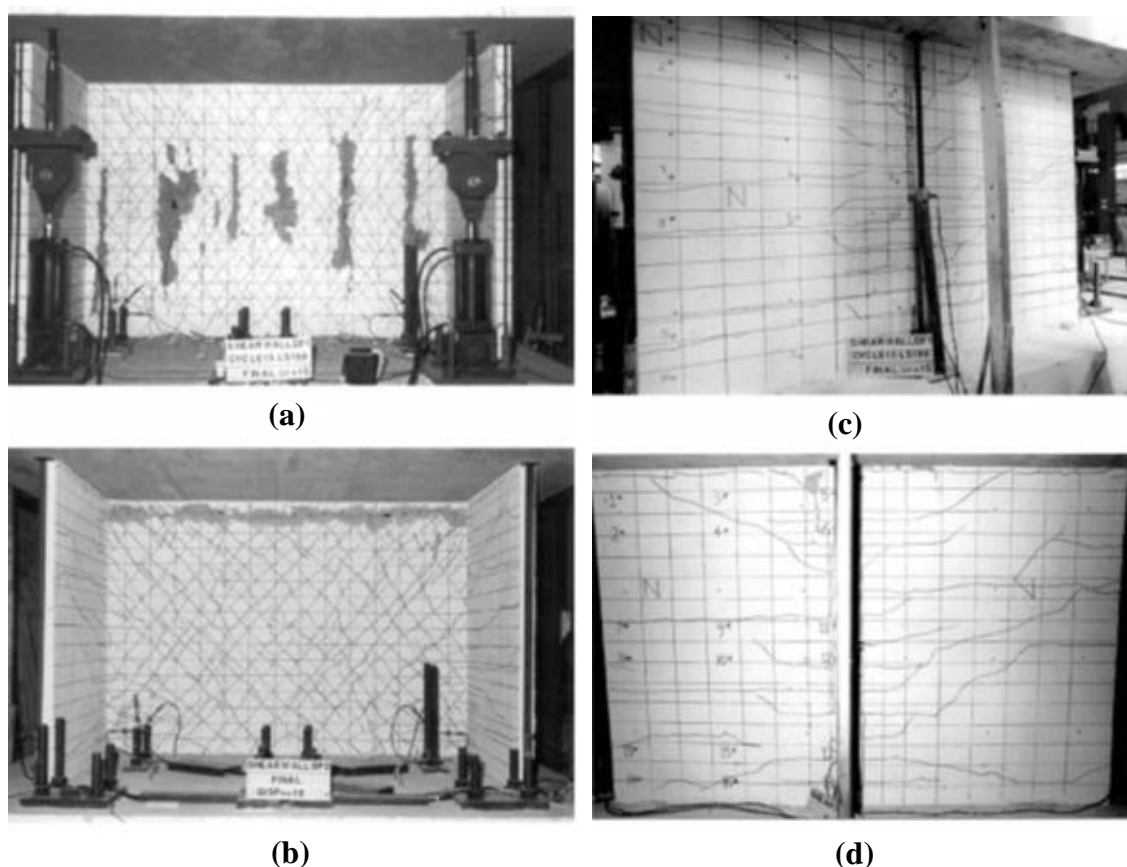


Figure 2.15 : Distribution de la fissuration des deux voiles DP1 et DP2 (d'après [38])

Dans les deux voiles testés le comportement était différent, tel que décrit ci-dessous.

En phase de rupture de l'âme, pour le premier voile (DP1), six plans de rupture verticaux sont apparues, avec des espacements entre eux égaux (voir figure 2.15 (a)). Les ailes du voile relativement intact et rigide ont fait en sorte que les fissures diagonales ne se sont pas propagées dans les âmes, ceci est la cause de la formation de plans de glissement vertical. L'écrasement

du béton le long des plans de glissement verticaux était le résultat d'un frottement des deux faces de glissement l'une par rapport à l'autre. Les ailes ne présentaient pas de dommages importants à part les fissures de flexion (voir figure 2.15 (c) et (d)).

La rupture la plus importante était finalement l'écrasement du béton répandu dans la zone de l'âme.

Pour le deuxième voile (DP2), le plan de glissement (sliding shear) est apparu soudainement au sommet du voile à côté du plancher. Ce mécanisme de rupture a été initié par le flambement des armatures de flexion à côté du sommet (voir figure 2.15 (b)). Ce plan de glissement s'est propagé sur toute la longueur de l'âme pour provoquer une perforation de l'aile à côté du plancher.

ILE [39] dans le cadre de sa « contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique » et grâce au projet ICONS (Innovative Seismic Design concepts for New and Existing Structures), regroupant plusieurs laboratoires et universités européens a effectué des essais sismiques et cycliques sur des murs en forme de "U".

Deux spécimens géométriquement différents ont été conçus. Un spécimen testé sous chargement sismique sur une table vibrante était un modèle à l'échelle 0.6 ayant un élancement d'environ 5.3 et un comportement dominé par la flexion. La hauteur de ce spécimen, les dimensions des deux semelles (inférieure et supérieure) ainsi que la masse à ajouter en tête ont été dictées par le besoin de limiter le risque de dépasser la capacité de la table vibrante et celle du système de suspension. L'effort normal statique imposé à la base du voile avait une valeur de 230 KN. Un autre spécimen a été testé sous chargement cyclique au mur de réaction est un modèle à l'échelle 1 ayant un élancement de 3.12 suivant la direction des ailes et de 2.6 suivant la direction de l'âme. L'influence de l'effort tranchant était donc plus importante dans ce cas. L'effort normal statique imposé à la base du mur ayant une valeur d'environ 2440 KN, l'influence de l'effort normal est elle aussi plus importante dans le cas des voiles testés sous chargement cyclique.

Les voiles en béton armé testés sur une table vibrante avec une section constante en forme de "U", avait une hauteur de 3.00 m, une largeur de 90 cm, une longueur de 75 cm et une épaisseur de 15 cm. Le ferrailage était composé d'armatures en acier disposées verticalement et de cadres disposés horizontalement sur toute la hauteur du mur, la seule différence entre les murs testés est le nombre d'armatures horizontales (voir Figure 2.16).

Les résultats numériques et expérimentaux ont montré que la rupture des voiles se fait par flexion, par rupture des aciers. Les courbes moment-rotations obtenues lors des essais sont en

effet caractéristique d'un comportement conditionné par la fissuration du béton et la plastification de l'acier. Au niveau local, le béton était très peu sollicité en compression, les déformations mesurées dans les cadres de confinement restaient très faibles.

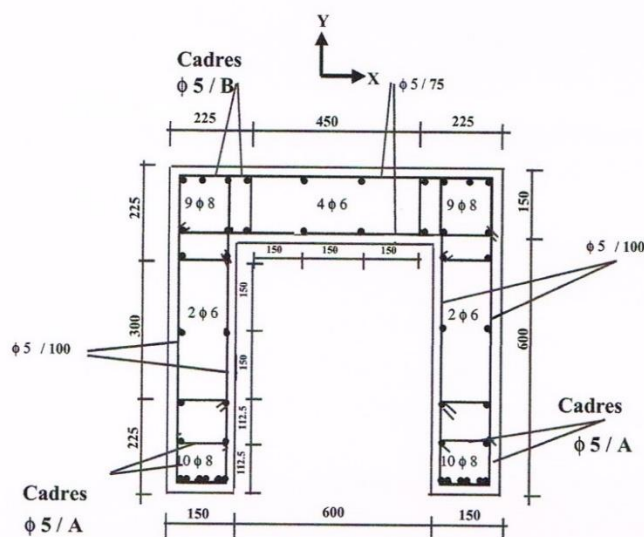


Figure 2.16 : Schéma type du ferrailage des voiles testés sur table vibrante

Les voiles testés au mur de réaction avaient une hauteur de 3.60 m, une section constante en forme de "U" dont l'âme mesure 1.50 m et ses ailes une longueur égale de 1.25 m pour une épaisseur de 25 cm.

Une vue en plan donnant le ferrailage identique des trois voiles testés est présentée sur la Figure 2.17 ainsi que l'orientation des axes X et Y. Trois essais cycliques différents ont été effectués sur les voiles :

- essai avec un chargement horizontal suivant l'axe Y.
- essai avec un chargement horizontal suivant l'axe X.
- essai avec un chargement horizontal suivant les axes X et Y.

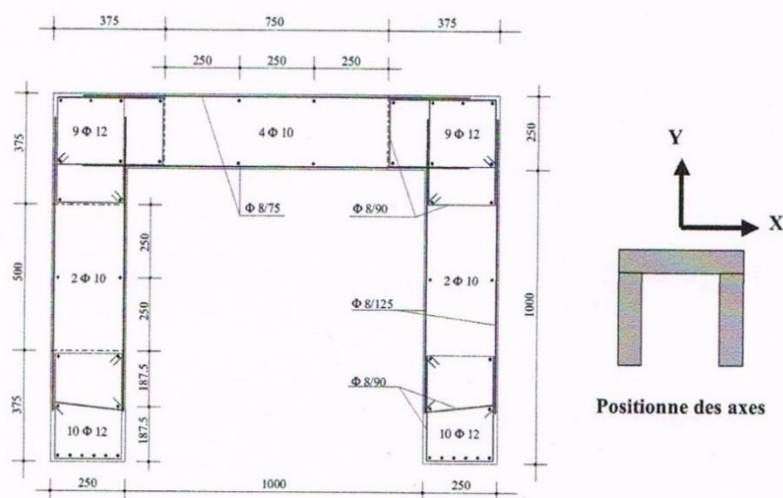


Figure 2.17 : Schéma type du ferrailage des voiles testés au mur de réaction

Pour le premier voile des fissures inclinées sont apparues à la base des ailes et avec l'augmentation du niveau de déplacement imposé elles se sont propagées sur la hauteur du voile et de l'extérieur des ailes vers l'intérieur en suivant un tracé incliné. Plusieurs fissures horizontales sont apparues également sur la hauteur de l'âme (voir Figure 2.18). En augmentant les cycles de chargement, les aciers situés à la base de l'extrémité des ailes ont flambé et le béton a commencé à s'écraser au bord de ces ailes jusqu'à atteindre à la fin une importante chute de résistance avec une rupture des aciers des ailes et flambement des aciers situés à la jonction aile-âme.



AME

AILE

Figure 2.18 : Fissuration du voile test 01 (Direction Y)

Pour le deuxième voile les fissures apparues dans l'âme étaient très inclinées montrant l'influence importante du cisaillement. Dans l'aile tendue (voir Figure 2.19 a) l'auteur a constaté également que les fissures n'étaient pas orientées horizontalement : l'aile du voile était sollicitée en flexion et en cisaillement, ceci a été expliqué par le fait que les sollicitations étaient dues à un gauchissement important de la section lié à la forme en "U". Avec l'inversion du chargement et l'augmentation du niveau de déplacement imposé, la deuxième aile s'est fissurée à son tour et un système de double fissuration s'est développé dans l'âme (voir Figure 2.19 b). En augmentant les cycles de chargement le mur est apparu dans un meilleur état que celui du mur testé dans la direction Y, jusqu'aux deux derniers cycles où une chute importante de

résistance a été remarquée avec des aciers verticaux rompus après avoir largement flambé, le béton de couverture a été expulsé et la rupture de certains cadres de confinement observée.



a) Fissuration des ailes

b) Double fissuration de l'âme

Figure 2.19 : Fissuration du voile Test 02 (Direction X)

Pour le troisième voile, les deux ailes ainsi que l'âme ont fissuré dans les deux directions, les phénomènes observés lors des deux essais précédents étant en quelque sorte superposés. Les ailes ont fissuré dans les deux directions comme pour le premier voile (sens Y), et la fissuration de l'âme ressemblée à celle observée pour le deuxième voile (sens X). Le comportement a donc été dominé par le cisaillement aussi bien dans les ailes que dans l'âme du voile (voir Figure 2.20). Le chargement bidirectionnel a endommagé plus sévèrement le voile, la ruine s'est produite dans la direction Y.

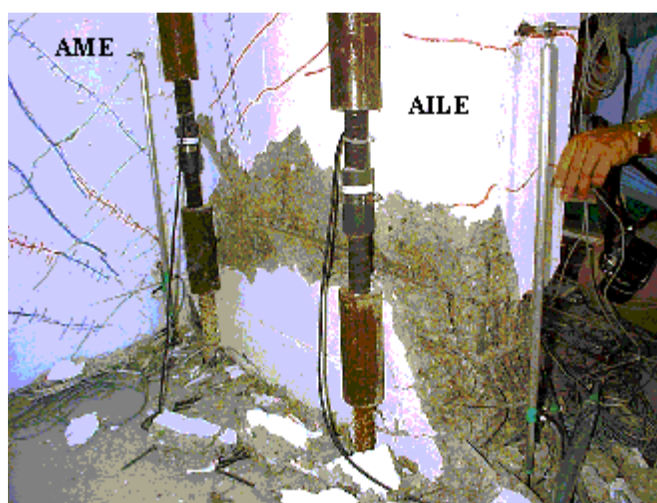


Figure 2.20 : Aile cisailée à la fin de l'essai (Bidirectionnel)

BEYER et al [40], ont étudié les résultats de tests cycliques quasi-statiques effectués sur 34 voiles trouvés dans la littérature, dont des voiles en forme de "U".

Ils ont constatés pour les voiles en "U" que le rapport des déplacements de cisaillement à ceux de la flexion était constant, voir a augmenté avec l'augmentation du déplacement. Sur la base de l'analyse des tests effectués, les observations suivantes ont été faites :

- Pour les voiles qui ont présenté une articulation de flexion et un mécanisme stable de transfert du cisaillement, le rapport des déplacements de cisaillement à ceux de la flexion demeure à peu près constant sur toute la phase de ductilité, quand les voiles ont atteint leur résistance nominale. Un mécanisme de transfert de cisaillement stable nécessite que l'armature de cisaillement reste en grande partie élastique, la partie diagonale du béton ne s'est pas écrasée et le mécanisme de frottement le long des fissures était limité. Pour ces voiles la rigidité au cisaillement quand le déplacement est maximal diminue dans le même rapport que celui de la rigidité à la flexion. Ce phénomène a été observé pour les voiles dont le comportement été contrôlé par flexion. Il semble aussi applicable pour les cycles précédents le début de l'écrasement, mais phénomène non vérifié à cause de l'écrasement brutal de la diagonale du béton.
- Si le mécanisme de transfert de cisaillement est considérablement affecté, les déformations de cisaillement augmentent avec une proportion plus importante que les déformations en flexion.
- Les mesures ont montré que les contraintes de cisaillement se concentrent dans les régions où les déformations axiales sont grandes, ceci a été confirmé par les essais sur des voiles en "U" dans les zones où ce dernier subit des déformations inélastiques.
- Pour près de la moitié des voiles (différentes directions de chargement et sections de voiles en forme de "U" ont été considérées), les déformations de cisaillement représentaient plus de 20% des déformations en flexion quand les voiles ont une réponse dans la phase inélastique. Par conséquent, les déformations en cisaillement doivent être prises en compte lors de l'analyse du comportement sismique de ces voiles. La contribution des déformations de cisaillement à la déformation totale est plus grande pour les voiles courts, ainsi que les voiles très minces. Cependant, la flexibilité au cisaillement des voiles devrait être prise en compte lors de l'évaluation du déplacement inter étages au niveau de concentration de déformations en flexion. A cause des déformations au cisaillement les déplacements inter étages sont sensiblement plus importants que quand les déformations en flexion sont considérées seules. Par

conséquent les exigences de déformations sur d'autres éléments structurels ou non structurels devraient prendre en compte cet état.

CONSTANTIN et al [41] ont présenté dans leur article les résultats obtenus sur un des deux voiles testés par des essais cycliques quasi-statique effectués sur deux spécimens en forme de U sous un chargement horizontal diagonal. Les dimensions des deux voiles, les sections et espacements des armatures ainsi que les différents sens de chargement horizontal sont présentés sur les Figures 2.21 (a) et (b) (respectivement).

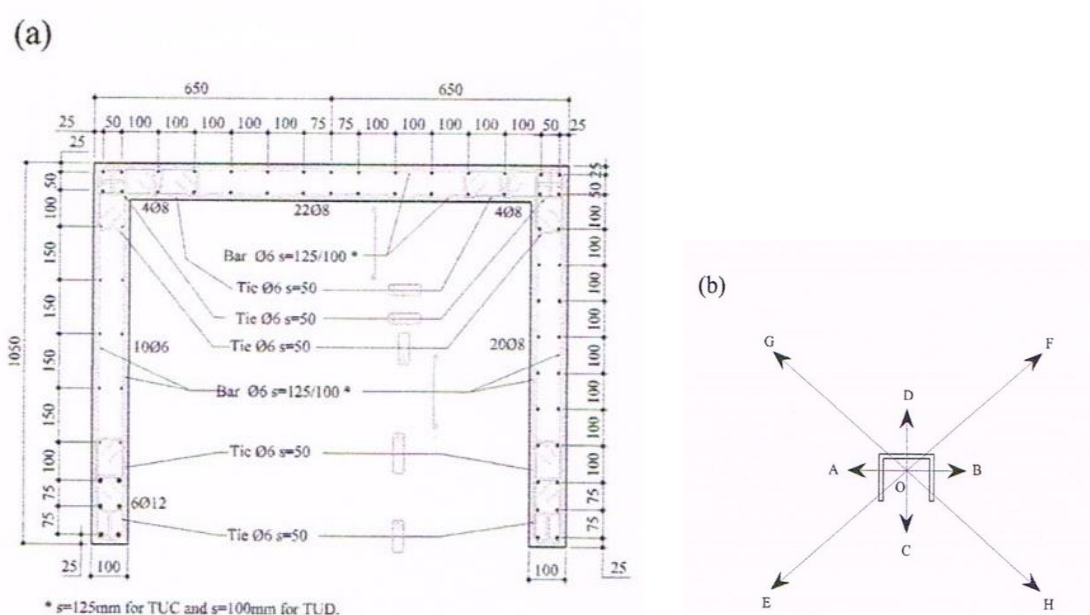
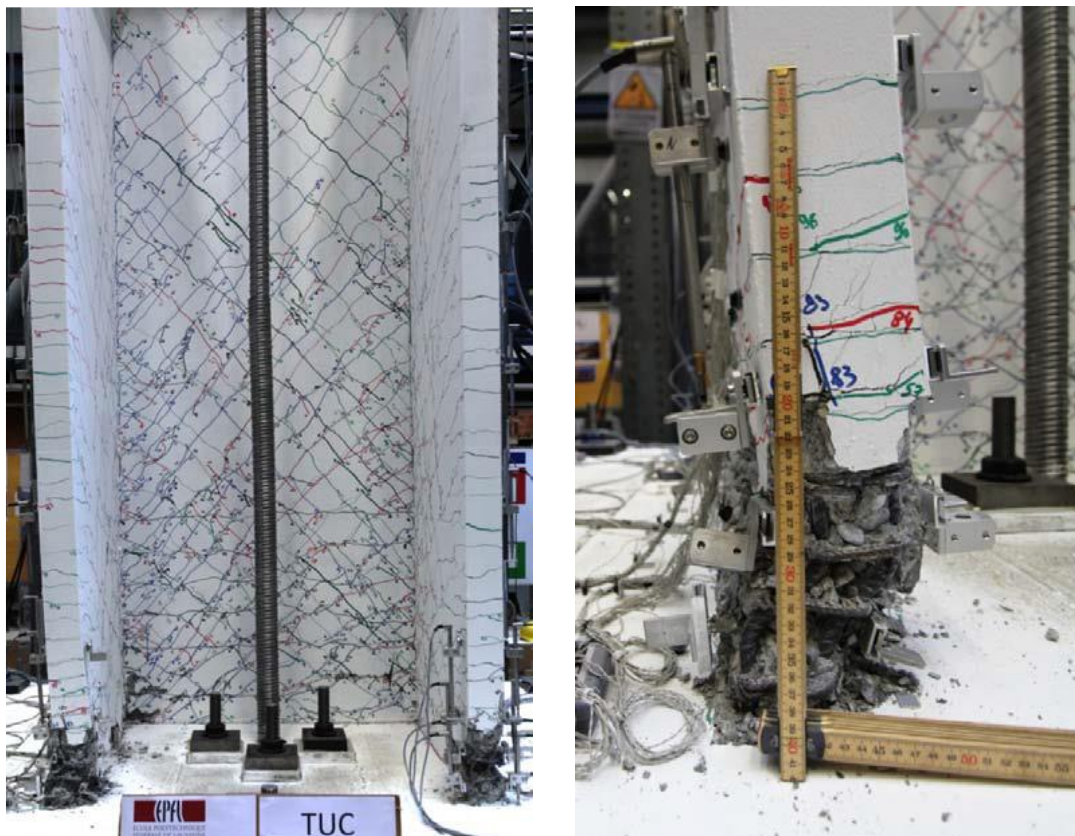


Figure 2.21 : Schéma type du ferrailage du voile testé (A) et sens de chargement (B)

Comme il est visible sur la Figure 2.21(a), une des deux ailes avaient un ferrailage principal plus concentré dans l'élément du bout alors que pour l'autre aile et l'âme le ferrailage a été disposé uniformément sur toute la longueur de chacun de ces éléments.

Le voile avec un déplacement relatif de 3.0% dans le sens "E" a présenté un premier désordre, dû à un flambement, hors plan au bout de la base de l'aile Ouest (voir Figure 2.22). Le dernier cycle de chargement dans le sens "E" était marqué par une réduction importante de la rigidité et une réduction de 50% de la résistance bien que le déplacement relatif n'était que de 1.5%. Cette réduction de rigidité était due au fait de l'initiation du flambement de la partie du bout de l'aile Ouest quand le déplacement relatif était à 2.5% dans le sens de "F".

La face externe de l'aile avait subi des contraintes de traction comparativement à la face interne quand le chargement était dans la position "F", mais la contrainte maximale en compression est apparue quand le chargement est revenu à la position "E".



Vue lointaine

Vue proche

Figure 2.22 : Désordre à 1.5% Durant le chargement dans le sens E

Malgré le désordre apparu sur l'aile Ouest et comme le voile possédait encore une certaine rigidité dans le sens diagonal "G-H" et qu'il pouvait toujours reprendre une charge verticale, ils ont poursuivi le chargement du spécimen.

L'aile Est s'est fissurée à son tour sous l'effet d'une compression dans la partie non confinée du béton (voir Figure 2.23) à un déplacement relatif de 2.5% plus petit que celui de l'aile Ouest, certainement au fait que les sections des armatures étaient plus petites.

La rupture de trois barres d'armatures se trouvant au bout de l'élément n'était pas une cause de défaillance du voile, mais seulement d'une réduction de la résistance portante de 15%.

Il est évident, que la disposition et espacements des armatures verticales a influencé les différents modes de désordres et ruptures. Le flambement des armatures du voile ont été influencé par le taux des armatures localisé au bout de ce dernier.

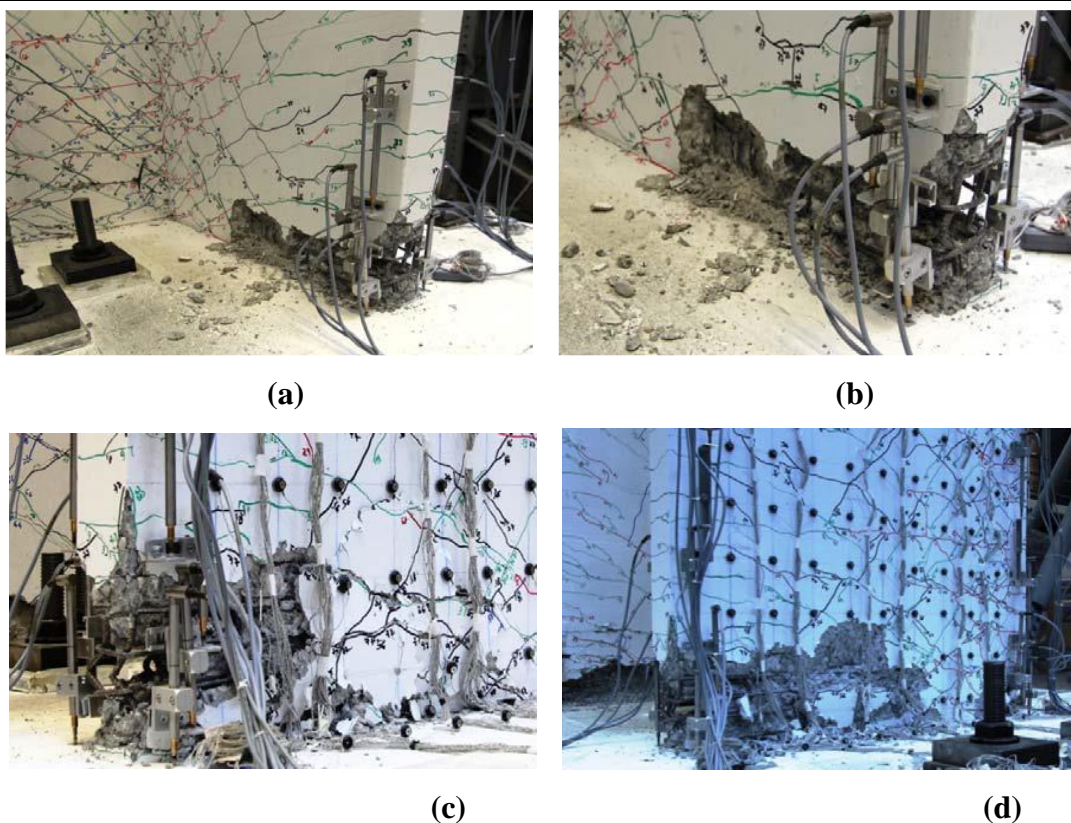


Figure 2.23 : Ecrasement du béton en compression dans l'aile Est

Face interne : (a) Vue générale

(b) Vue rapprochée

Face externe : (c) Vue générale

(d) Vue rapprochée

I.4. CONCLUSIONS

Dans la majorité des cas étudiés par les différents chercheurs, il s'est avéré que lors du chargement des voiles en "L", les premières fissures apparues sont horizontales et dues à la flexion.

Néanmoins tout en augmentant le chargement, ces fissures commencent à s'incliner montrant l'initiation d'un phénomène flexion-cisaillement qui est concentré surtout au bout de chaque aile et au coin d'intersection des deux ailes.

Le fait que les ailes des voiles étaient sollicitées en flexion et en cisaillement a été expliqué par le fait que les sollicitations étaient dues à un gauchissement important de la section lié à la forme en "L".

Certaines études ont montré que les fissures sur les faces internes des ailes sont plus inclinées que celles des faces externes des voiles, et elles sont dues à un cisaillement.

Dans la majorité des cas, les voiles ruinaient par rupture des aciers après qu'elles ont subi un flambement.

La différence de comportement entre les voiles élancés et les voiles courts semble exister même pour les voiles en "L", sauf qu'il faudrait peut être vérifié si le rapport $h/l = 2$ représente toujours la limite entre ces deux types de voiles.

II.1 INTRODUCTION

Parmi tous les chercheurs qui se sont intéressés à l'étude du comportement des voiles en L, seuls WE et les autres [36] ont fait varier le rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile. Seulement le nombre de cas étudiés par ces auteurs était très limité, basé sur cela, il a été décidé dans notre cas que pour initier une analyse numérique il faudrait augmenter ce nombre d'études pour avoir une meilleure appréciation du comportement de ce type de voile sous sollicitations sismiques.

Nous avons donc considéré un bâtiment régulier en plan et en élévation pour ne pas avoir d'effet de torsion supplémentaire dû à une irrégularité (Figure 3.1), avec un système de contreventement mixte voiles-portiques.

Les voiles en forme de L avec des ailes égales ont été positionnés dans chacun des angles du bâtiment, avec une hauteur d'étages constante égale à 3.00 mètres, la section des poteaux est de 40x40 cm et la résistance caractéristique du béton est de 30 MPa, quel que soit le cas étudié.

Deux formes de voiles ont été considérées dans l'analyse, la première avec une forme en L sans rajouter un poteau au niveau de l'angle droit d'intersection des deux ailes, et la deuxième en rajoutant un poteau dans cet angle pour percevoir son incidence sur le comportement de ce type de voile.

Pour chaque type de voile les trois paramètres suivants ont été considérés en les variant dans notre analyse :

- L'épaisseur des voiles en béton armé t ;
- La longueur des ailes l ;
- Le nombre d'étages N .

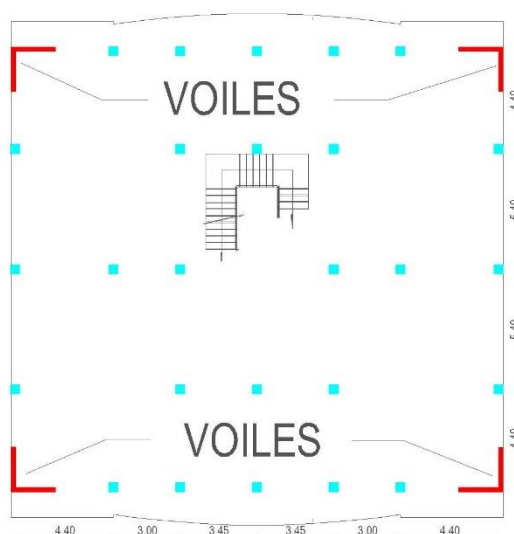
Comme dans l'article 7.7 des règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003 [42] on définit un élément voile comme un élément satisfaisant à la condition que sa longueur soit supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur. Notre variation a commencé à partir de cette limite inférieure.

Trois épaisseurs ont été prises en compte dans notre analyse : 15 cm, 20 cm et 25 cm. Le rapport longueur sur épaisseur (l/t) varie de 4 à 21 pour une épaisseur de 15 cm, de 4 à 16 pour une épaisseur de 20 cm et de 4 à 13 pour une épaisseur de 25 cm.

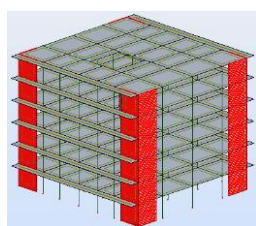
Cinq groupes de bâtiments, représentant ceux construits en Algérie, comportant différents nombres d'étages, sont considérés : 4 (R+3), 6 (R+5), 11 (R+10), 16 (R+15) et 21 (R+20) étages.

Compte tenu de la variation de tous ces paramètres 205 modèles du bâtiment ont été analysés pour le cas de voiles sans poteaux incorporés, le même nombre de cas de calcul a été effectué pour le type de voiles avec poteaux. De plus, une fois défini le point de concentration des contraintes de cisaillement, 60 autres cas avec raffinement du maillage au niveau de ce point ont été traités, soit au total 570 calculs du bâtiment ont été effectués dans le cadre de cette recherche.

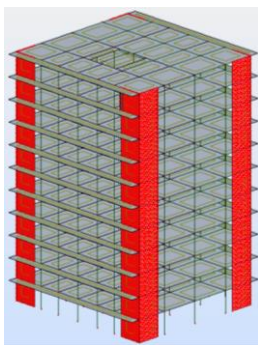
Il a été proposé que les bâtiments sont implantés en zone III et dans un site type S2 (Article 3.1 et 3.3 du RPA 99/Version 2003). Les structures ont été modélisées en 3D, calculés en utilisant la méthode modale spectrale par le logiciel ROBOT.



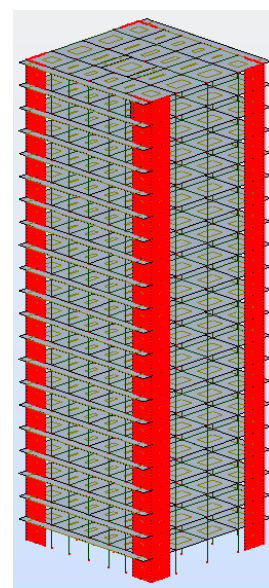
(a) Vue en plan



(b) Six étages



(c) Onze étages



(d) Vingt et un étages

Figure 3.1 : Configuration en plan des bâtiments et modèles de calcul

Dans la bibliographie consultée, il a été constaté que dans la majorité des cas étudiés par les différents chercheurs, les premières fissures apparues étaient horizontales et dues à la flexion, et se sont inclinées lorsque le chargement augmentait. Le phénomène s'est transformé en un phénomène de flexion-cisaillement. Pour cette raison on s'est surtout intéressé à la vérification des contraintes normales et de cisaillement à la base du voile.

Dans la première partie de ce chapitre nous présenterons tous les résultats relatifs au comportement des voiles sans poteaux incorporés. Dans la deuxième partie nous présenterons tous les résultats relatifs au comportement des voiles avec poteaux incorporés. Dans la troisième partie une étude comparative entre ces deux cas est présentée.

II.2 RESULTATS

II.2.1 CAS I : VOILES SANS POTEAUX

Etant donné que les contraintes maximales sont dans l'élément de voile se trouvant à la base du bâtiment, pour cette raison nous avons analysé les résultats en deux points appartenant à cet élément.

A cet effet un point extrême au niveau de l'extrémité libre de l'aile nommé A, et un autre à l'intersection des deux ailes nommé B ont été considérés (voir Figure 3.2).

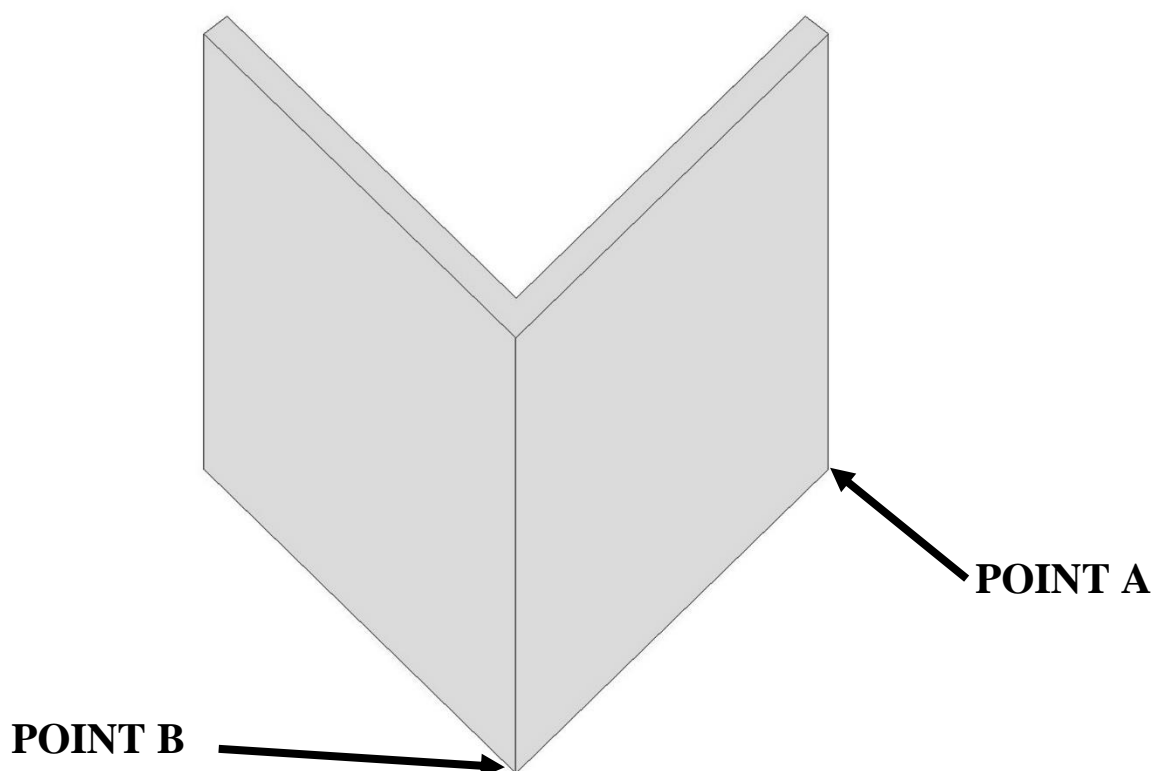


Figure 3.2 : Désignation des points singuliers

II.2.1.1 Contraintes de cisaillement

Pour tous les cas de bâtiment étudiés la contrainte de cisaillement maximale est concentrée à la base du voile au coin d'intersection des deux ailes, correspondant au point B (voir Figure 3.3), par contre au point A les contraintes sont faibles, donc il n'est pas utile de les présenter dans ce qui suit.

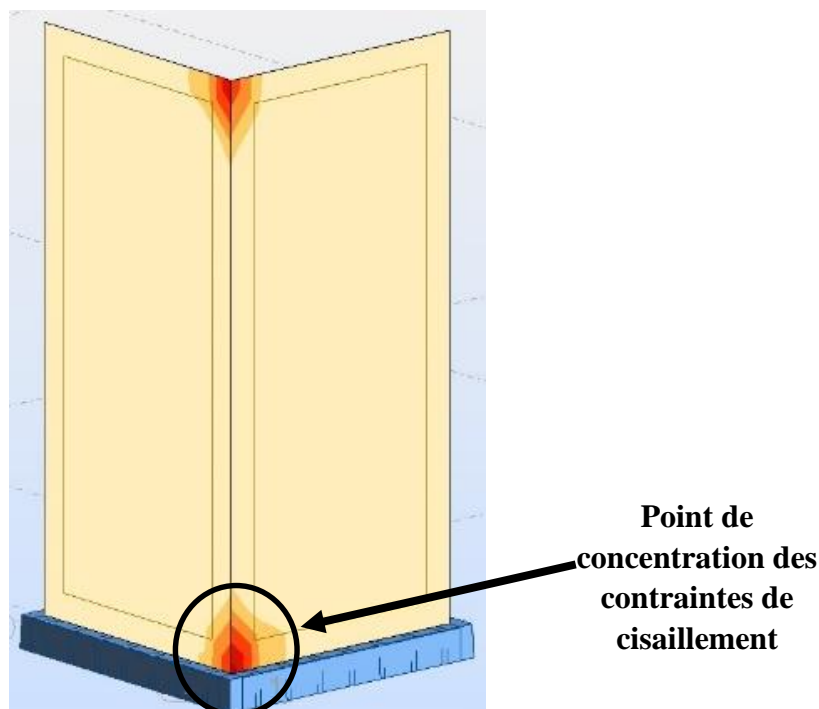


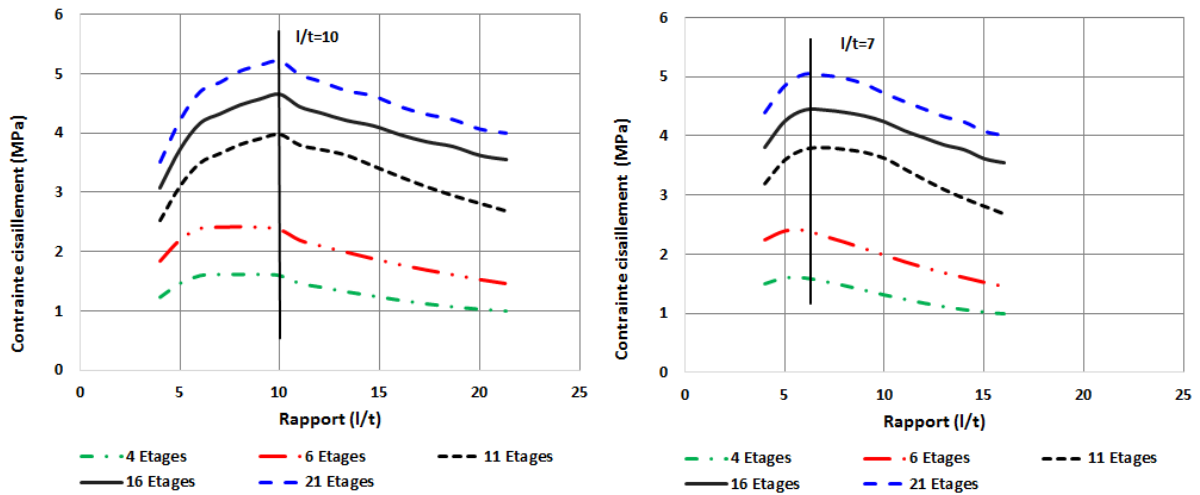
Figure 3.3 : Point de concentration des contraintes de cisaillement maximales

Une fois le point de concentration des contraintes de cisaillement maximales défini, nous nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de la longueur de l'aile du voile sur la variation de cette contrainte et ceci pour chaque hauteur du bâtiment et pour chaque épaisseur du voile.

La figure 3.4 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t), pour une combinaison de charges verticales permanente et d'exploitation et une charge horizontale sismique, tel que définie dans le RPA 99/ Ver 2003.

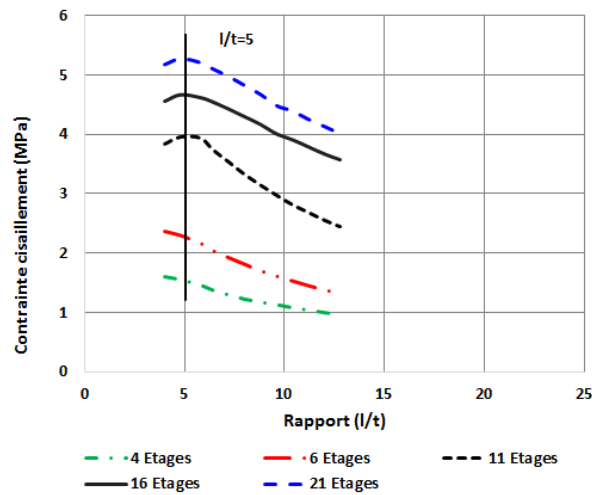
Il est clair que pour les bâtiments de 21, 16 et 11 étages la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à atteindre un pic de contrainte et après elle commence à diminuer indépendamment de l'épaisseur du voile.

Cependant pour les bâtiments de 4 et 6 étages, le pic de contrainte n'est observé que pour les voiles ayant une épaisseur respectivement de 15 et 20 cm ; pour l'autre épaisseur la variation de la contrainte de cisaillement est presque linéaire tout en respectant le rapport (l/t) comme il est montré sur la Figure 3.4 (c).

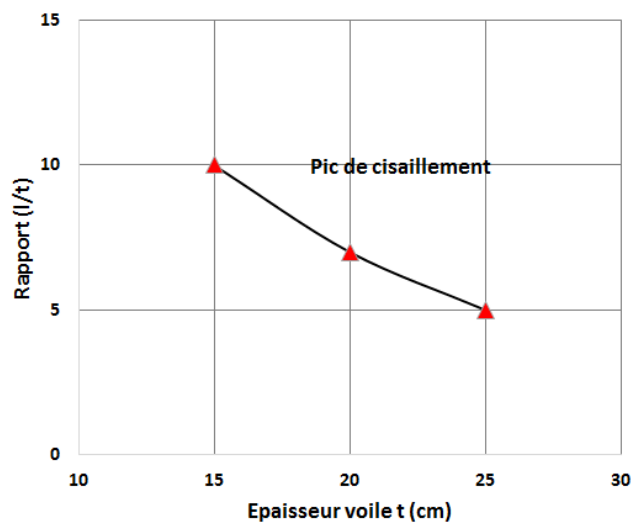


(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm



(c) Voile avec épaisseur 25 cm



(d) Variation du pic de cisaillement avec l'épaisseur du voile

Figure 3.4 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t)

Pour un certain nombre de hauteurs de bâtiments et d'épaisseurs de voiles, l'augmentation de la longueur (l) peut accroître la valeur de la contrainte de cisaillement tel qu'il est visible sur la Figure 3.4 (a) et (b).

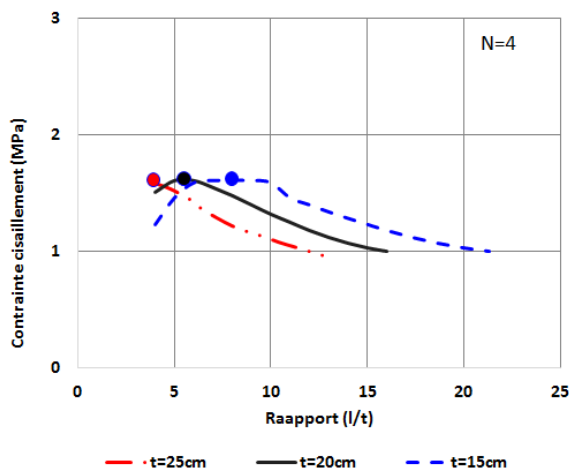
Pour les bâtiments avec des voiles d'une épaisseur de 15 cm la contrainte de cisaillement augmente de $l/t = 4$ à $l/t = 10$. Ces valeurs sont respectivement 4 et 7 pour les bâtiments avec voiles de 20 cm, et 4 et 5 pour les bâtiments de 25 cm.

Nous suggérons que pour des voiles d'une épaisseur de 15 cm, dorénavant, il faudrait les dimensionner en prenant une longueur de l'aile 10 fois plus grande que l'épaisseur, $l > 10t$. Pour les voiles de 20 et 25 cm cette valeur devra être respectivement de 7 et 5 comme illustré sur la Figure 3.4 (d).

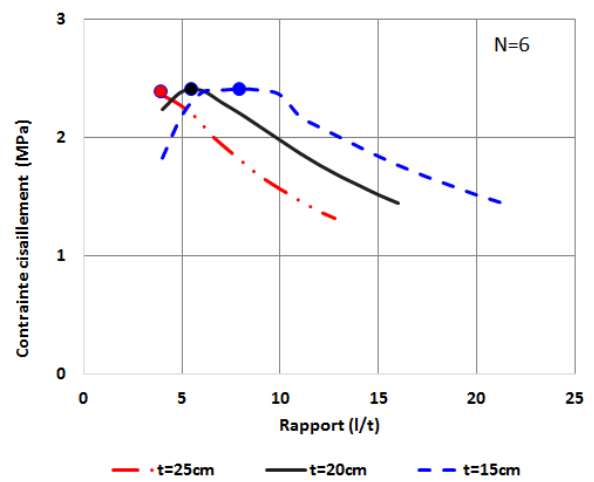
La Figure 3.5 montre la variation de la contrainte de cisaillement pour un bâtiment donné avec différentes épaisseurs des voiles. Il est clairement visible que lorsque l'épaisseur des voiles augmente, la valeur du pic de la contrainte de cisaillement se déplace vers la plus faible valeur du rapport (l/t). Les valeurs des contraintes maximales pour des rapports (l/t) différents sont les mêmes dans le cas de bâtiments à 4 et 6 étages comme il est indiqué sur points extrêmes des courbes de la Figure 3.5 (a) et 3.5 (b). Cependant, pour les bâtiments hauts, une différence de contraintes de cisaillement est percevable notamment pour les bâtiments de 16 et 21 étages. La signification de ce phénomène est que pour les bâtiments hauts, l'épaisseur des voiles est un paramètre important dans la distribution des contraintes et des valeurs maximales de ces dernières.

L'effet de l'épaisseur des voiles sur la variation de la contrainte de cisaillement pour un bâtiment donné est montré sur la Figure 3.6. Pour les bâtiments de 4 et 6 étages, la contrainte de cisaillement du bâtiment avec des voiles de 25 cm d'épaisseur est plus faible que celle des bâtiments avec des épaisseurs de 15 et 20 cm. Quand la hauteur des bâtiments augmente (11, 16 et 21 étages), la contrainte de cisaillement du bâtiment avec 25 cm d'épaisseur commence à être plus grande que celles obtenues avec les deux autres épaisseurs.

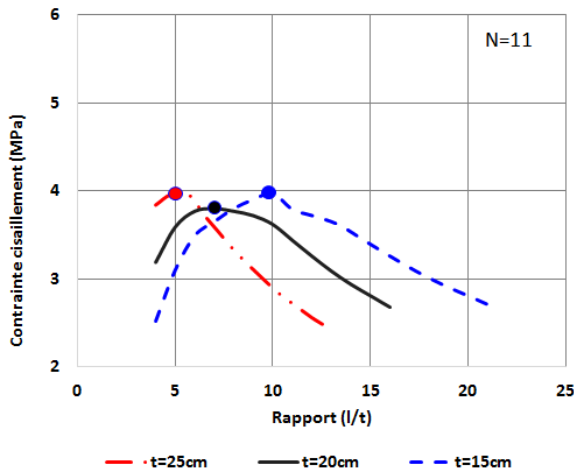
La Figure 3.7 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport portée de cisaillement (hauteur du voile sur longueur de l'aile). Il est apparent que pour des voiles avec une épaisseur de 15 cm, dans le cas de bâtiments de 4 et 6 étages la contrainte de cisaillement maximale n'est atteinte qu'une fois que le rapport portée de cisaillement a atteint une valeur de 3. Par contre pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages cette valeur diminue et devient égale à 2 (voir Figure 3.7 (a)). Pour les voiles de 20, et 25 cm d'épaisseurs quelle que soit la hauteur du bâtiment la valeur du rapport portée de cisaillement reste constante et égale respectivement à 2.4 et 2.5 (voir Figure 3.7 (b) et (c)).



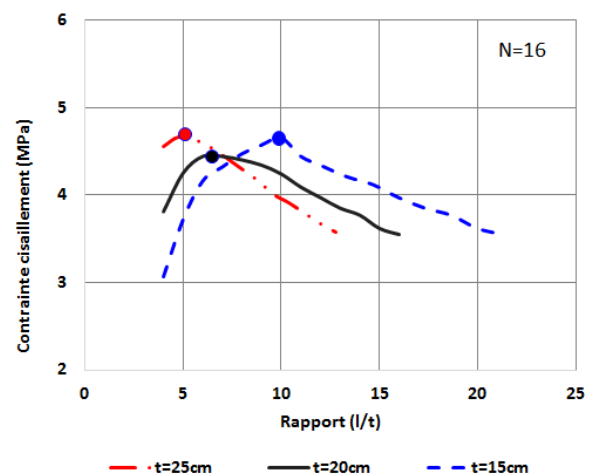
(a) Bâtiment de 4 Etages



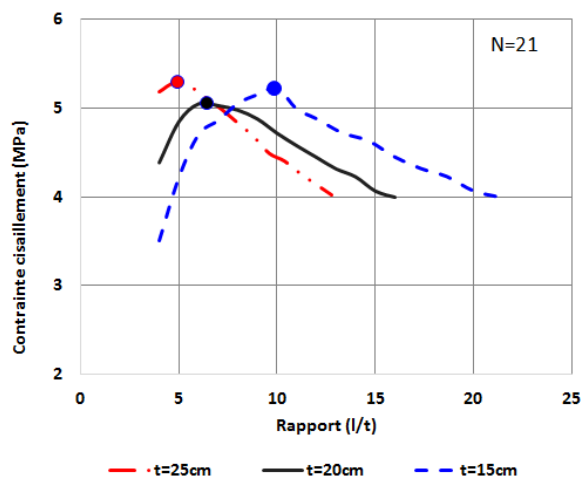
(b) Bâtiment de 6 Etages



(c) Bâtiment de 11 Etages

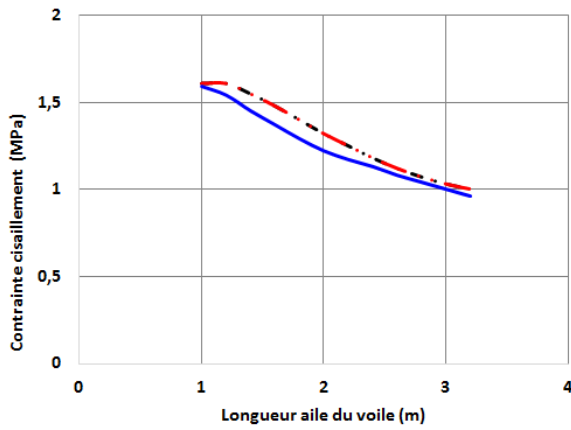


(d) Bâtiment de 16 Etages

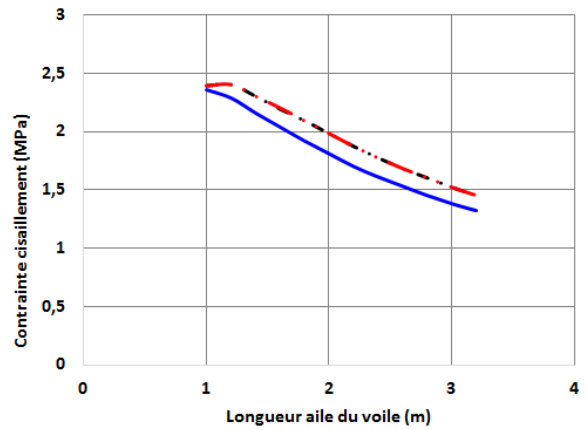


(e) Bâtiment de 21 Etages

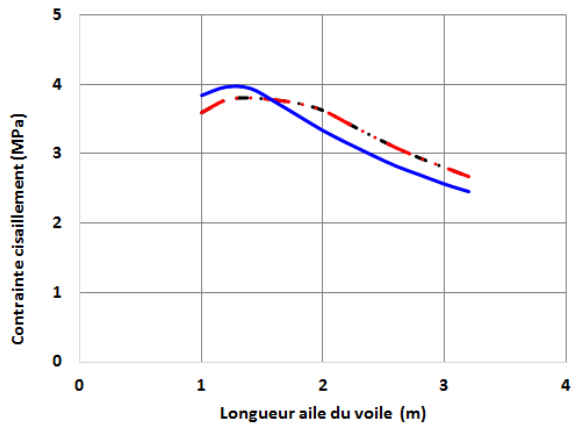
Figure 3.5 : Contrainte de cisaillement maximale pour différents nombres d'étages



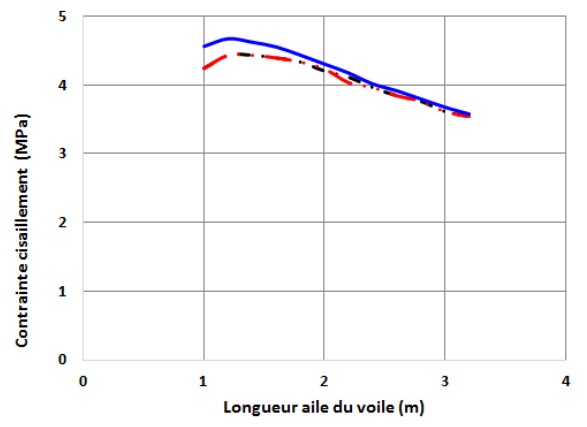
(a) Bâtiment de N=4 Etages



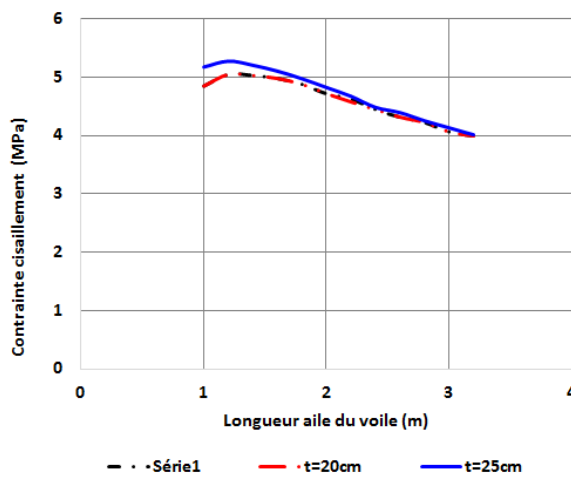
(b) Bâtiment de N=6 Etages



(c) Bâtiment de N=11 Etages



(d) Bâtiment de N=16 Etages



(e) Bâtiment de N=21 Etages

Figure 3.6 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte de cisaillement

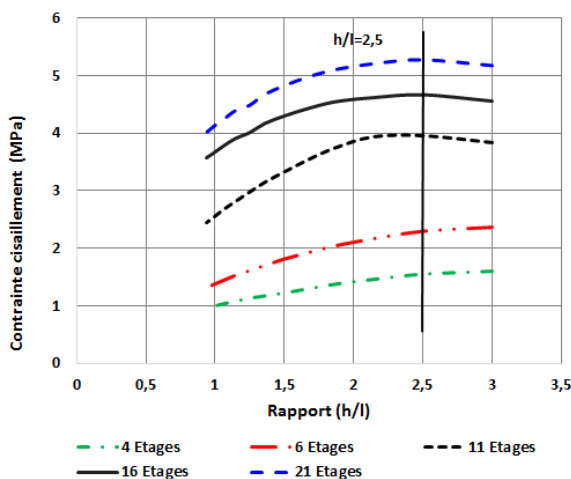
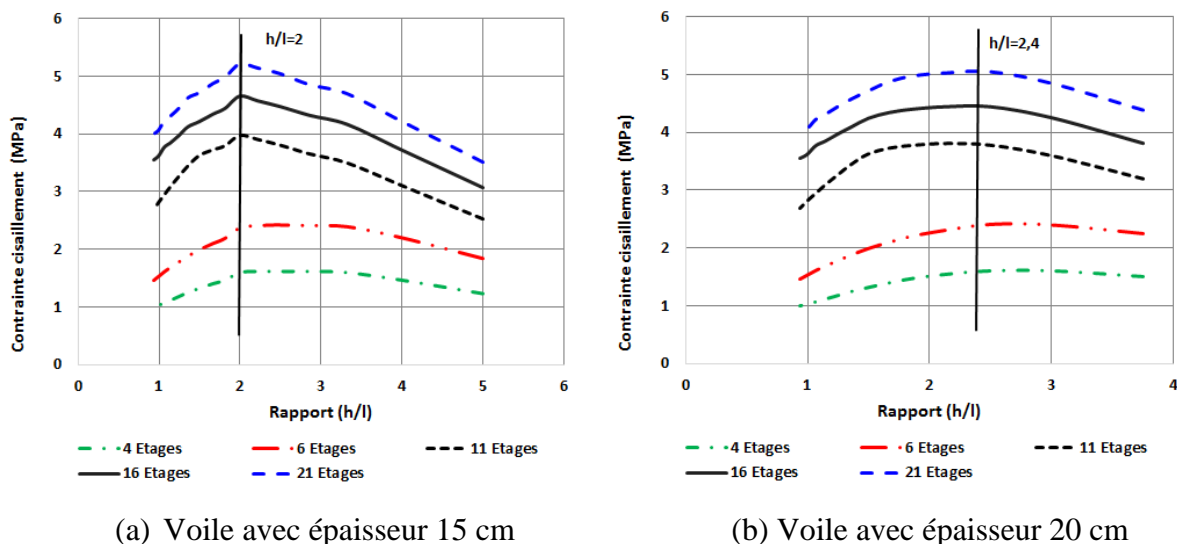


Figure 3.7 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (h/l)

II.2.1.2 Contraintes normales

Pour tous les cas de bâtiment étudiés la contrainte normale concentrée à la base du voile à l'extrémité de l'aile (point A) est largement supérieure à celle du coin opposé (point B) coin d'intersection des deux ailes (voir Figure 3.8).

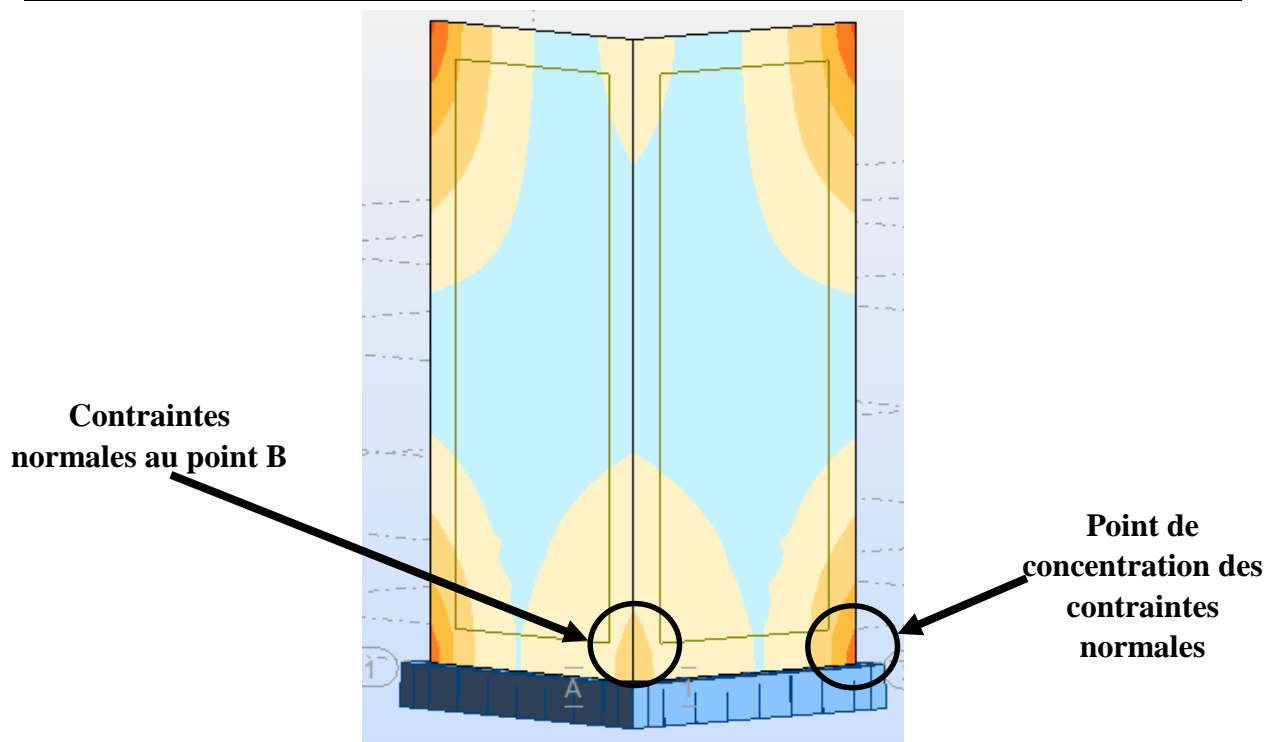


Figure 3.8 : Point de concentration des contraintes normales maximales

Comme pour la contrainte de cisaillement, il était intéressant d'étudier l'influence de la longueur de l'aile du voile sur la variation de la contrainte normale et ceci pour chaque hauteur du bâtiment et chaque épaisseur du voile.

La Figure 3.9 montre la variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) au point A sous la même combinaison de charges que celle définie dans la partie contrainte de cisaillement.

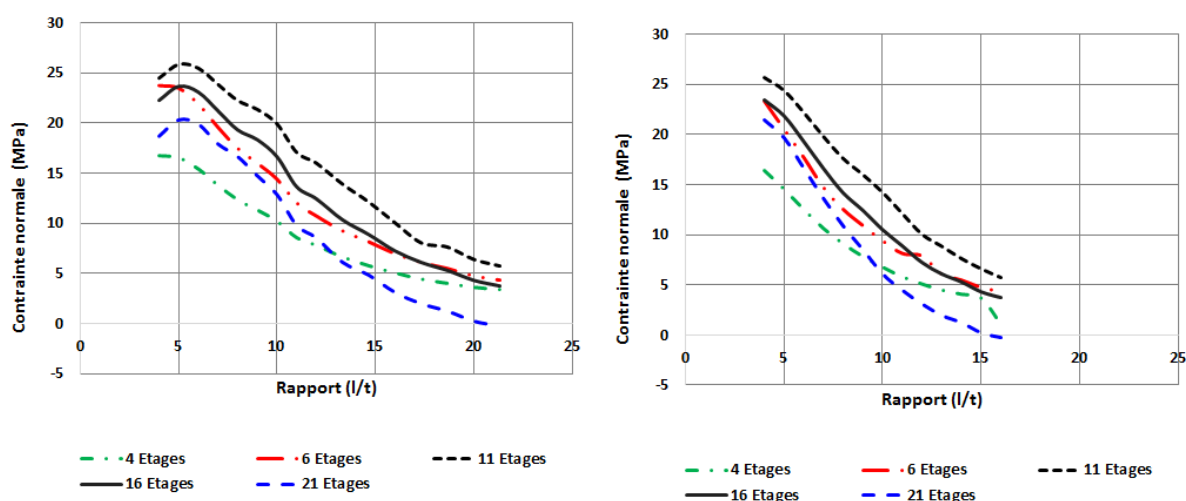
Contrairement à la contrainte de cisaillement la contrainte normale diminue de façon continue avec l'augmentation du rapport (l/t) quel que soit le type de bâtiments et l'épaisseur des voiles, elle atteint même des valeurs négatives pour les voiles de 25 cm d'épaisseur. Pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages avec une épaisseur de 15 cm pour lesquels on observe, pour les faibles longueurs des ailes, qu'une faible augmentation est initiée au niveau de son pic et après la valeur de la contrainte normale diminue (voir Figure 3.9 (a)).

La Figure 3.9 contrairement à nos attentes montre que pour la même épaisseur de voile et le même rapport (l/t) les valeurs des contraintes dans le bâtiment à 21 étages sont comprises entre celles des bâtiments à 4 étages et celles des bâtiments à 6 étages, sauf pour les grandes valeurs de (l/t) pour lesquelles cette contrainte devient plus petite en valeur.

La Figure 3.10 montre la variation de la contrainte normale pour un bâtiment donné avec différentes épaisseurs des voiles. Il est clairement visible que quand l'épaisseur des voiles

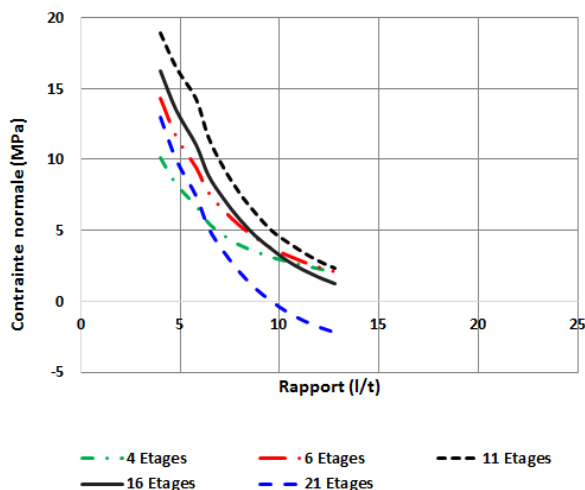
augmente, la valeur de la contrainte normale diminue pour la même valeur du rapport (l/t). Les valeurs des contraintes pour les épaisseurs des voiles de 15 et 20 cm sont pour la majorité des rapports (l/t) presque égales voire parfois confondues. Par contre la différence est nettement plus visible avec les voiles d'une épaisseur de 25 cm. Ce phénomène est le même quel que soit le nombre d'étages du bâtiment.

La Figure 3.11 exhibe la variation de la contrainte normale en fonction du rapport portée de cisaillement (hauteur du voile sur longueur de l'aile) pour chacune des épaisseurs de voiles. L'augmentation de la contrainte est continue, aucun pic montrant une contrainte maximale n'est visible, néanmoins à partir d'un rapport (h/l) de 3 un changement de la pente de toutes les courbes est discernable.



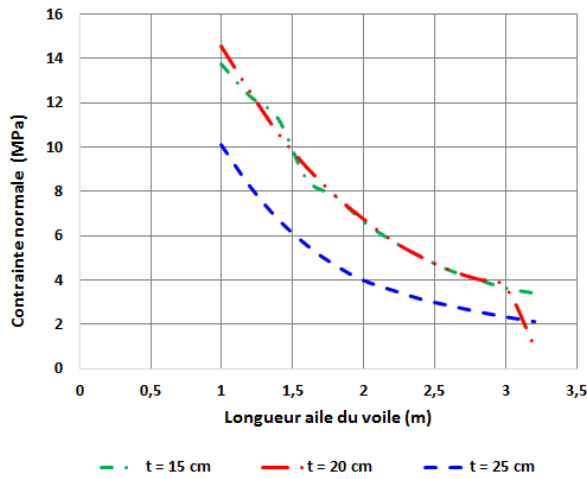
(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm

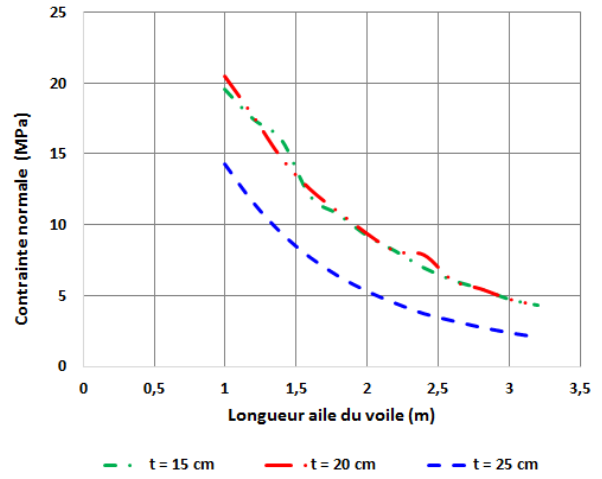


(c) Voile avec épaisseur 25 cm

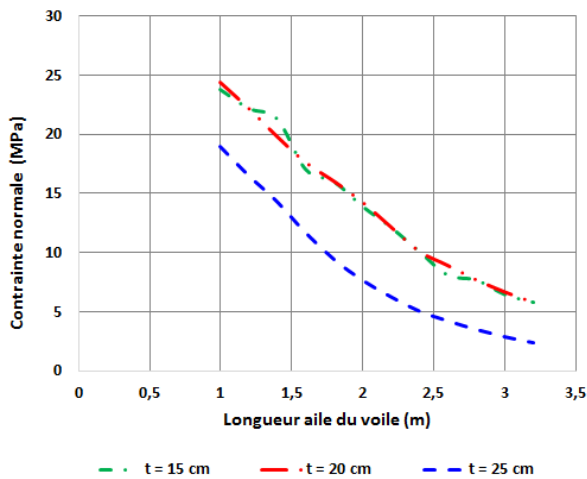
Figure 3.9 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) point A



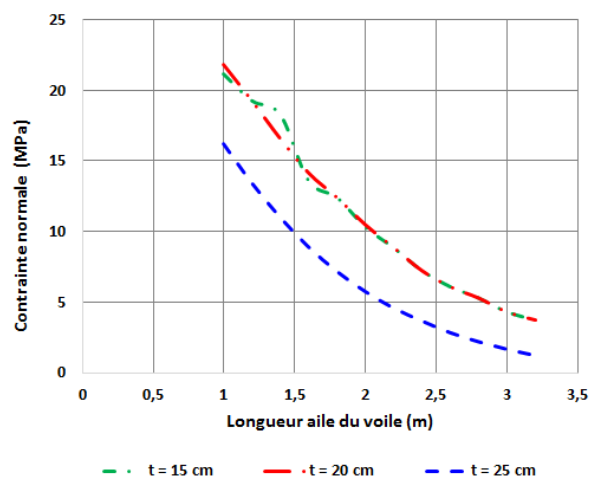
(a) Bâtiment de N=4 Etages



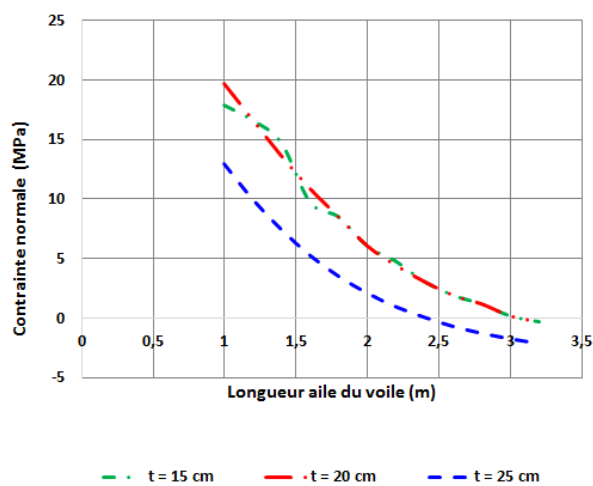
(b) Bâtiment de N=6 Etages



(c) Bâtiment de N=11 Etages



(d) Bâtiment de N=16 Etages



(e) Bâtiment de N=21 Etages

Figure 3.10 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale point A

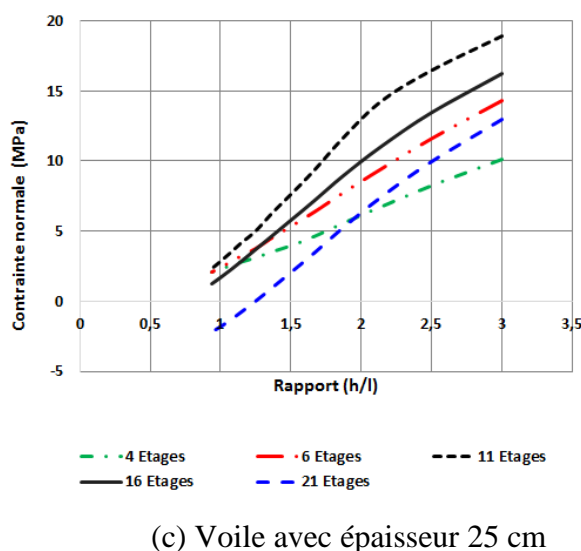
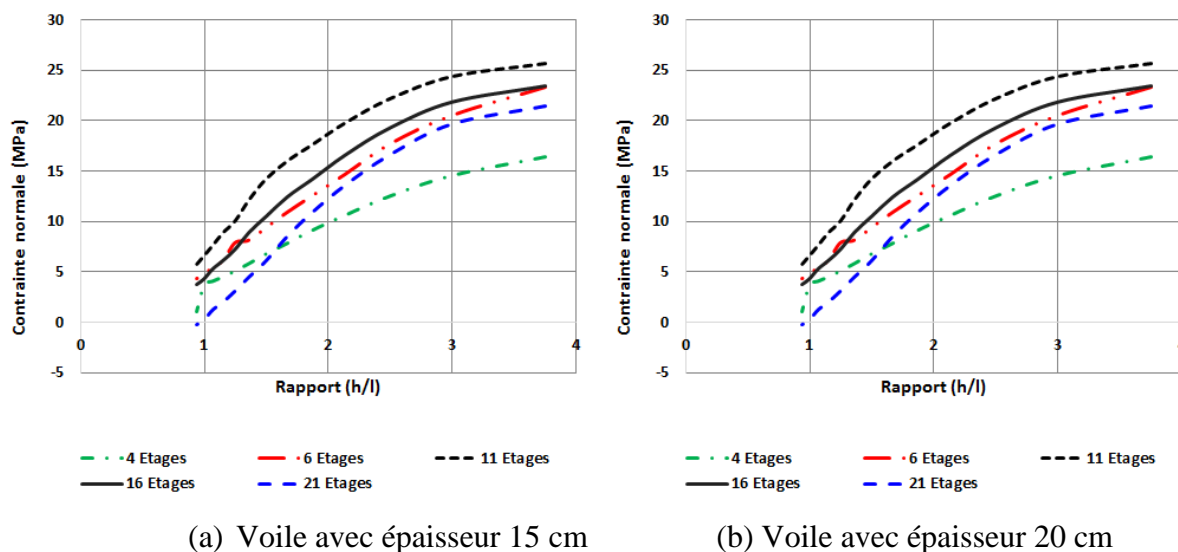


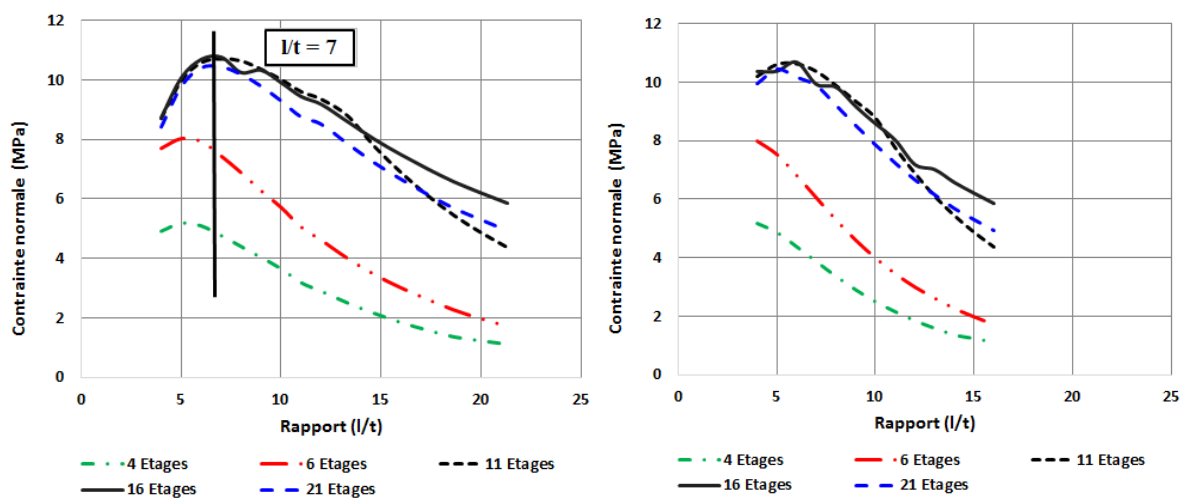
Figure 3.11 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l) point A

Les mêmes constatations peuvent être faites sur le comportement des voiles dans le point d'intersection des deux ailes, point B (voir Figures 3.12, 3.13 et 3.14). La seule différence apparente entre le comportement au point A et au point B, est que pour les voiles d'une épaisseur de 15 cm le pic de contraintes normales en fonction du rapport (l/t) pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages est plus prononcé et couvre une plage un peu plus grande autour de la valeur (l/t) = 7.

La Figure 3.12 montre cette fois-ci que pour les voiles ayant des épaisseurs de 15 cm et 20 cm et le même rapport (l/t) les valeurs des contraintes dans le bâtiment à 21 étages ne sont plus comprises entre celles des bâtiments à 4 étages et celles des bâtiments à 6 étages, mais restent toujours inférieures à celles des bâtiments de 11 et 16 étages. Cependant pour les bâtiments

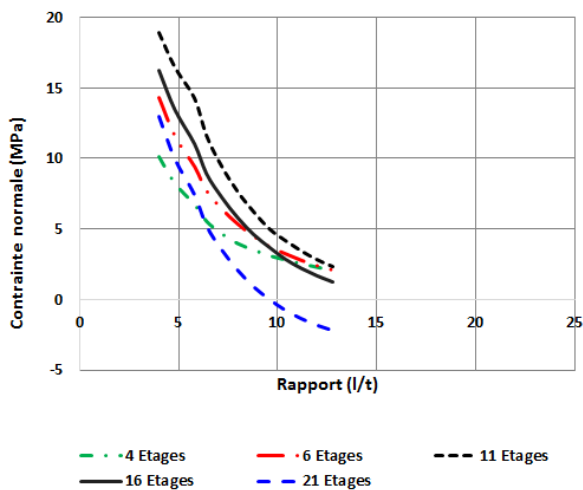
avec des voiles de 25 cm d'épaisseurs, les valeurs des contraintes normales sont inférieures à celles des bâtiments à 6 étages, et à une partie des bâtiments de 4 étages dont le rapport (l/t) est supérieur à 6.

Comme pour les contraintes normales au point A, les valeurs de celles au point B relatives aux bâtiments avec des voiles d'une épaisseur de 15 cm ou 20 cm sont très proches voire confondues, par contre comme pour le cas précédent les contraintes au sein des voiles avec une épaisseur de 25 cm sont plus faibles (voir Figure 3.13).



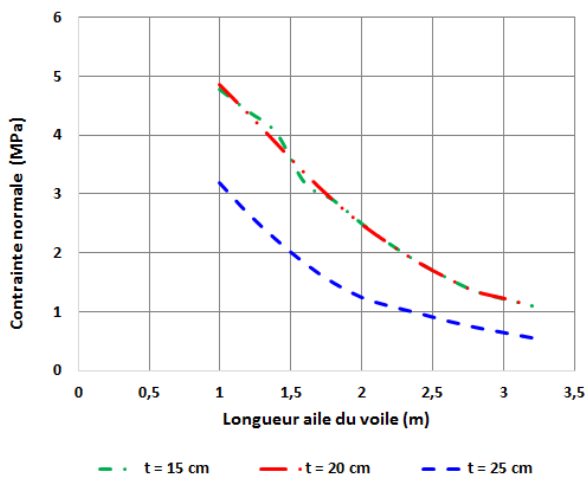
(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm

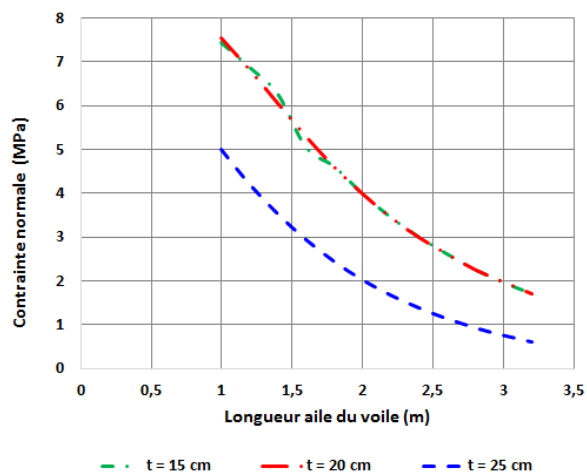


(c) Voile avec épaisseur 25 cm

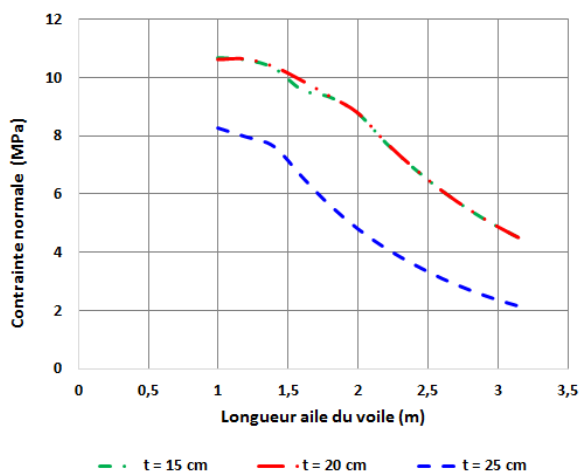
Figure 3.12 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) point B



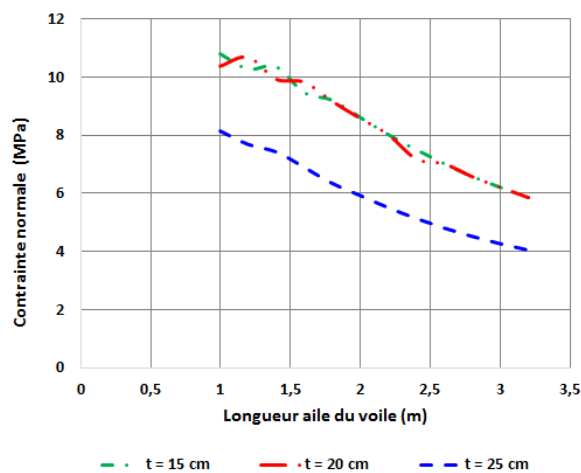
(a) Bâtiment de N=4 Etages



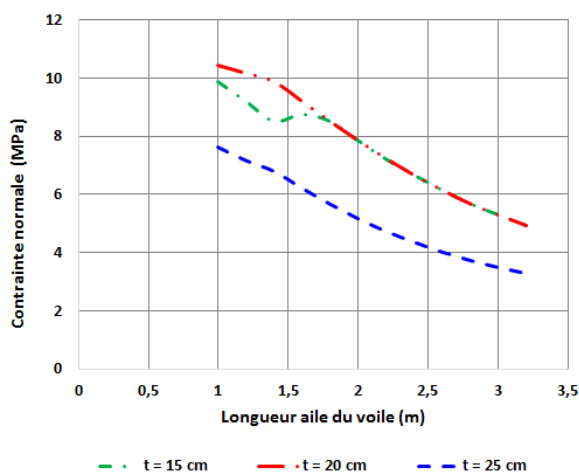
(b) Bâtiment de N=6 Etages



(c) Bâtiment de N=11 Etages



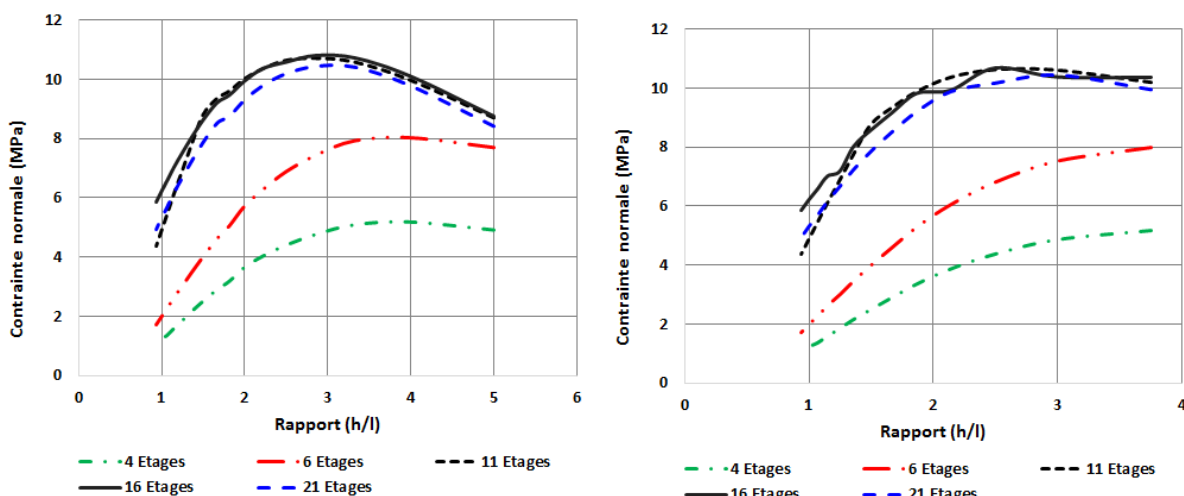
(d) Bâtiment de N=16 Etages



(e) Bâtiment de N=21 Etages

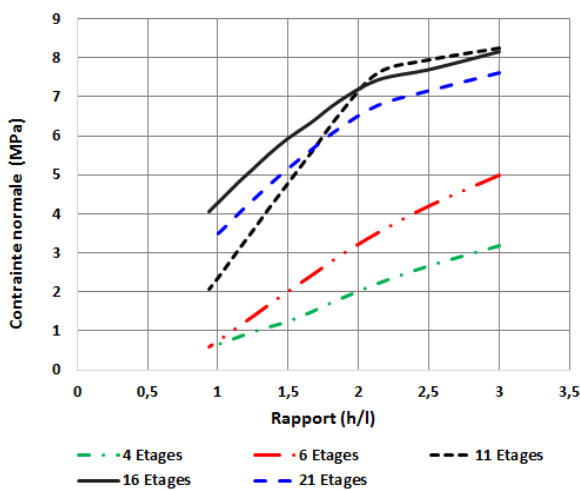
Figure 3.13 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale point B

La Figure 3.14 montre la variation de la contrainte normale en fonction du rapport portée de cisaillement (hauteur du voile sur longueur de l'aile) pour chacune des épaisseurs de voiles. L'augmentation de la contrainte est continue, cette fois-ci un pic est apparu montrant une contrainte maximale pour les bâtiments à 15 cm et 20 cm pour des valeurs de (h/l) respectives de 2.8 et 2.5. Par contre pour les bâtiments ayant une épaisseur de 25 cm aucun pic n'est observé, et cette fois-ci c'est à partir d'un rapport (h/l) de 2 qu'un changement de la pente de toutes les courbes est visible.



(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm



(c) Voile avec épaisseur 25 cm

Figure 3.14 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l) point B

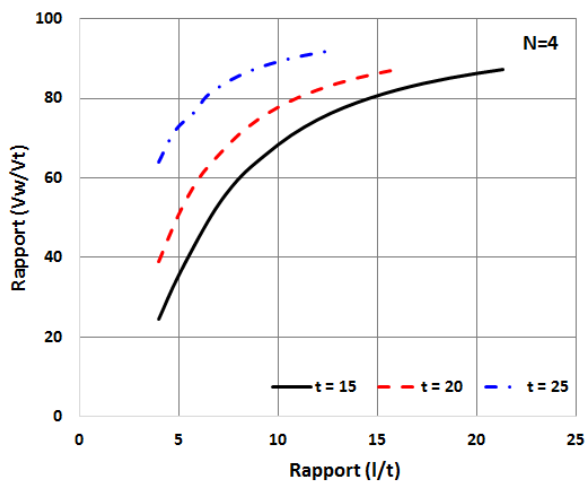
La Figure 3.15 présente la variation de l'effort tranchant V_w à la base dans les voiles de contreventement, en comparaison avec l'effort tranchant total, V_t , pour tous les types de bâtiments et pour les trois différentes épaisseurs. Il est évident que la pente des courbes est plus importante pour les faibles rapports (l/t) que pour les plus élevés. En outre, l'augmentation de rapport est plus importante en passant des voiles de 15 cm d'épaisseur à ceux de 25 cm qu'en allant des voiles de 15 cm à ceux de 20 cm, surtout pour les faibles rapports (l/t). Par contre quand on passe des voiles de 20 cm à ceux de 25 cm, on remarque que l'augmentation du rapport est presque identique qu'en passant des voiles de 15 cm à ceux de 20 cm.

Pour illustrer cette constatation, on présente sur le Tableau 3.1 un exemple de comparaison des valeurs (V_w/V_t) pour des valeurs de (l/t) successivement de 4 et 12. Comme il est apparent, pour un rapport $l/t = 4$, le rapport (V_w/V_t) passe de 1.59 à 2.61, quand on augmente l'épaisseur du voile respectivement de 15 cm à 20 cm, et de 15 cm à 25 cm. Par contre ces valeurs ne sont que de 1.10 et 1.22 pour un rapport $l/t = 12$.

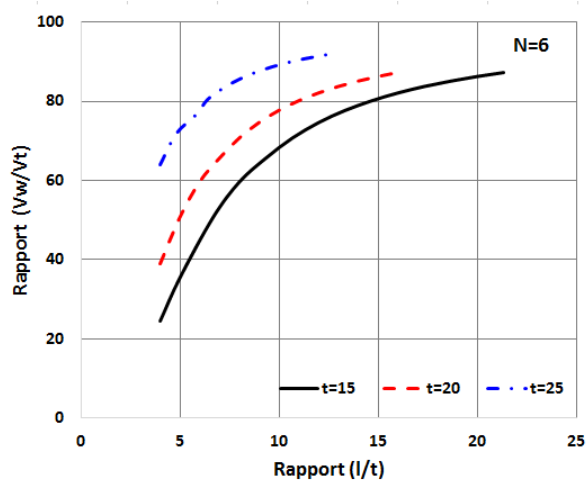
L'analyse des résultats montre que la relation entre le rapport (V_w/V_t) et le rapport (l/t) pour différentes épaisseurs de voiles est la même. Ce fait est illustré sur la Figure 3.16 (Les cinq courbes sont confondues).

Tableau 3.1 : Variation du rapport (V_w/V_t) en fonction du rapport (l/t)

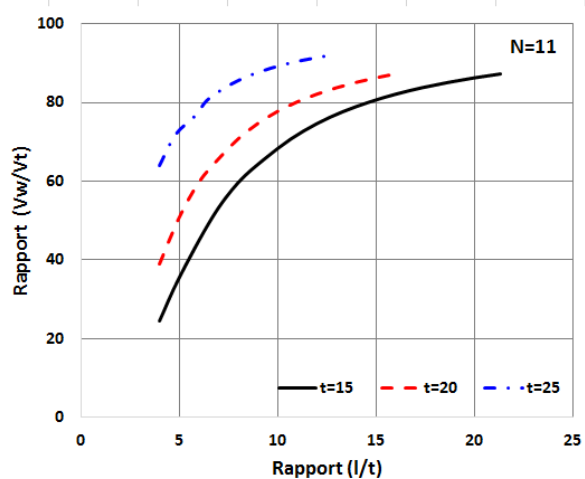
l/t	V_w/V_t (%)			Rapport		
	$t=15$	$t=20$	$t=25$	t_{20}/t_{15}	t_{25}/t_{15}	t_{25}/t_{20}
4	24.51	38.89	63.92	1.59	2.61	1.64
12	74.68	82.16	91.45	1.10	1.22	1.11



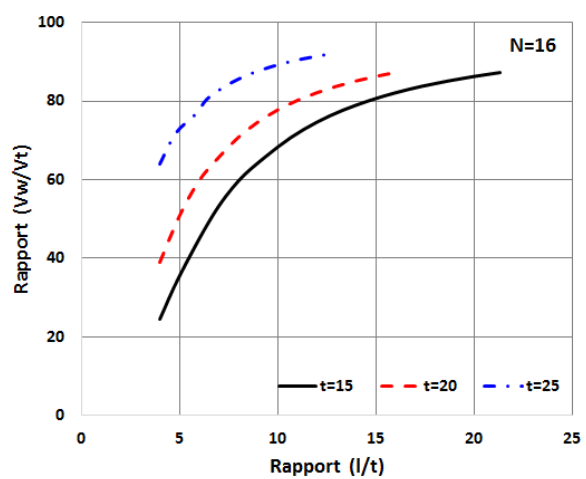
(a) Bâtiment de N=4 Etages



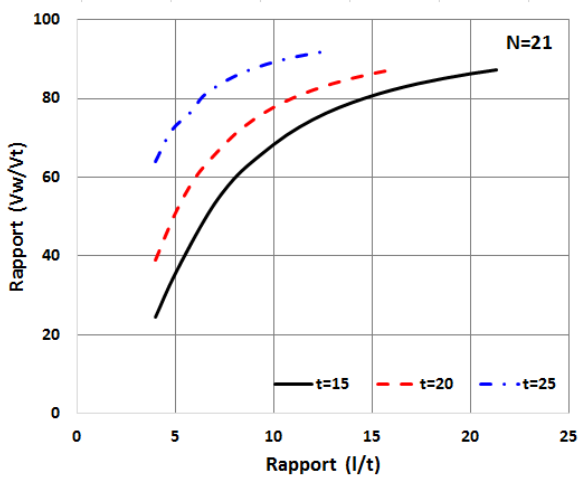
(b) Bâtiment de N=6 Etages



(c) Bâtiment de N=11 Etages



(d) Bâtiment de N=16 Etages



(e) Bâtiment de N=21 Etages

Figure 3.15 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles

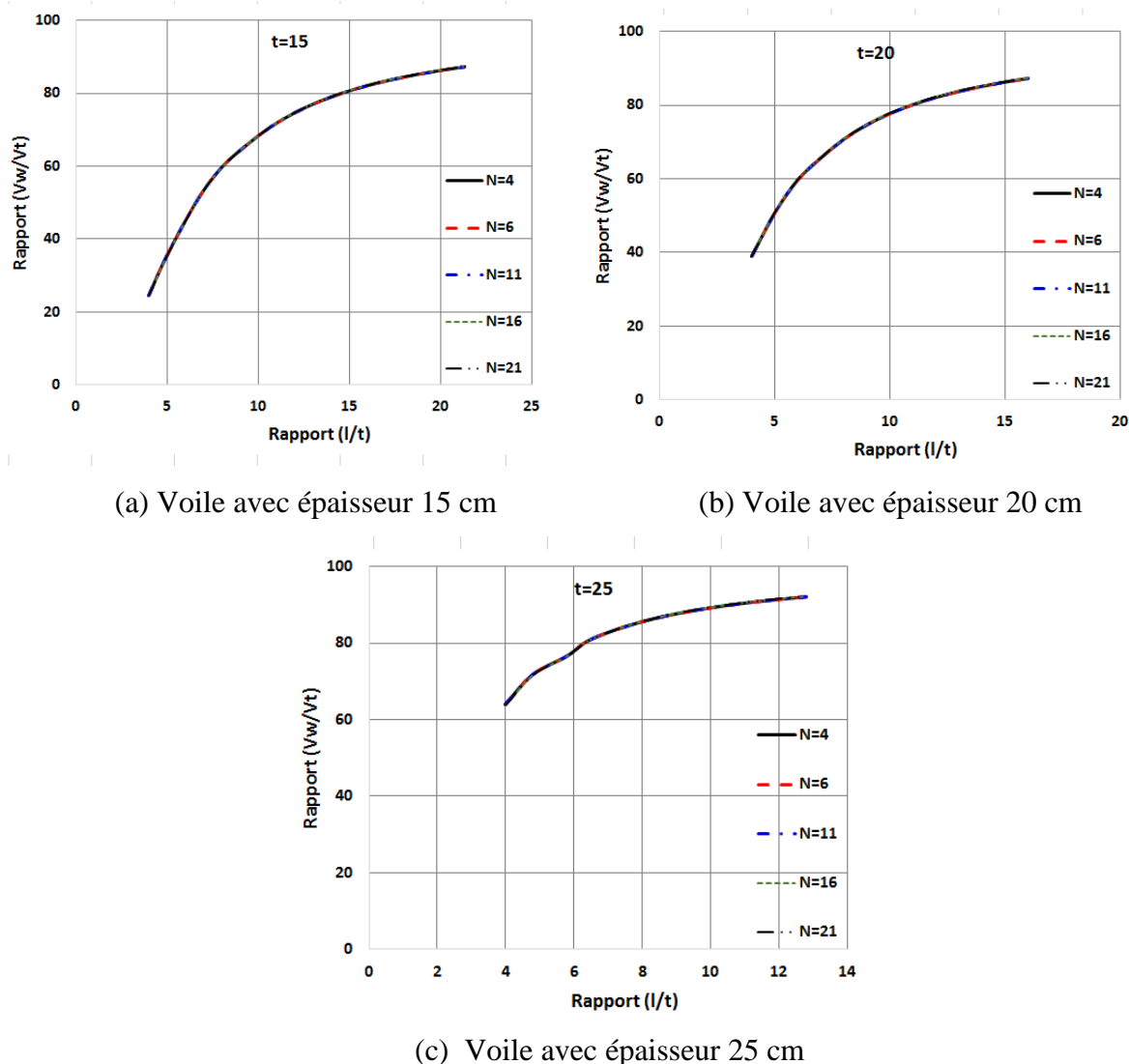


Figure 3.16 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles

II.2.2 CAS II : VOILES AVEC POTEAUX

II.2.2.1 Contraintes de cisaillement

La même structure a été reprise en incorporant un poteau de 40x40 cm au point d'intersection des deux ailes de chaque voile (voir Figure 3.17).

Pour tous les cas de bâtiment étudiés le point de concentration de la contrainte de cisaillement maximale a changé d'emplacement, il s'est déplacé à l'interface poteau-aile du voile (voir Figure 3.18), par contre aux points A et B les contraintes de cisaillement sont faibles, il n'est donc pas utile de les présenter dans ce qui suit.

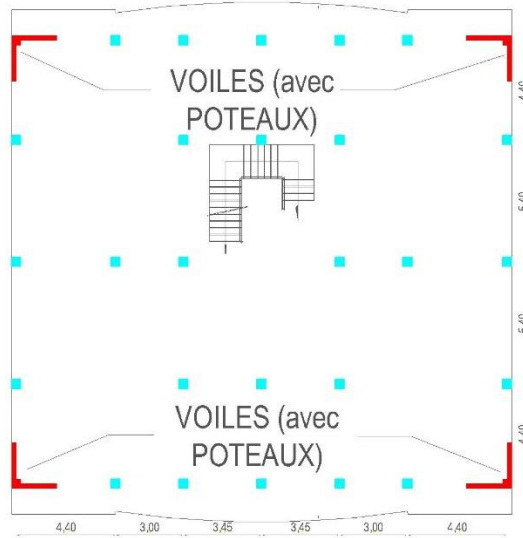


Figure 3.17 : Vue en plan (structure Cas II)

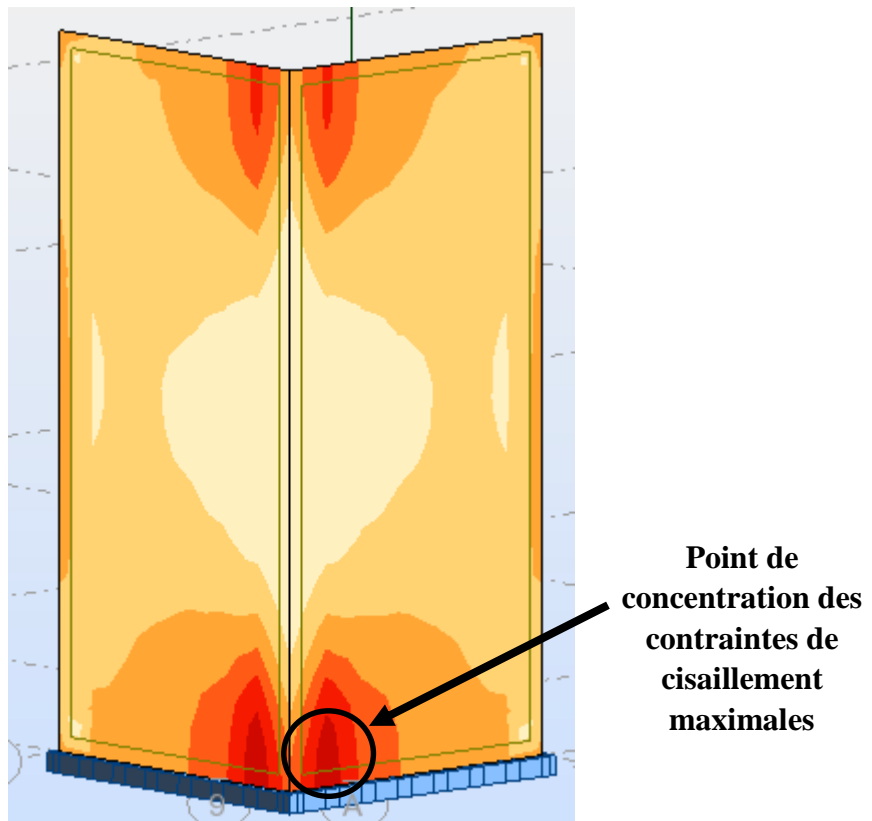


Figure 3.18 : Point de concentration des contraintes de cisaillement maximales

Le deuxième phénomène observé concerne les valeurs de ces contraintes maximales qui sont devenues beaucoup plus faibles que celles obtenues pour les voiles sans poteaux. Pour les voiles

d'une épaisseur de 15 cm et 20 cm la contrainte maximale est à peu près égale à celle des voiles sans poteaux divisées par 10, et pour les voiles avec une épaisseur de 25 cm la valeur a été divisée par 5.

Le troisième phénomène est que, malgré la concentration des contraintes au tour d'une zone, en général les contraintes sont plus réparties sur presque toute la surface du voile.

La Figure 3.19 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t), en considérant les mêmes combinaisons que celles prises pour les voiles sans poteaux.

Pour les bâtiments de 21, 16 et 11 étages la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à atteindre un pic de contrainte et puis commence à diminuer indépendamment de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles de 25 cm d'épaisseurs on remarque qu'il y'a une légère diminution de la contrainte de cisaillement juste avant d'atteindre le pic de contrainte.

Cependant pour les bâtiments de 4 et 6 étages, le pic de contrainte n'est pas observé quelle que soit l'épaisseur des voiles, une diminution continue de la contrainte est remarquée quand le rapport (l/t) augmente.

Pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages et quelle que soit l'épaisseur des voiles, l'augmentation de la longueur (l) peut accroître la valeur de la contrainte de cisaillement tel qu'il est visible sur la Figure 3.19 (a) et (b).

Par contre pour les bâtiments de hauteurs 4 et 6 étages, la contrainte de cisaillement pour chaque épaisseur de voiles diminue de façon continue.

Pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages avec des voiles de 15 cm d'épaisseur, la contrainte de cisaillement augmente de $l/t = 4$ à $l/t = 10$. Ces valeurs sont, respectivement, 4 et 7 pour les bâtiments avec des voiles de 20 cm. Tandis que pour les bâtiments avec des voiles de 25 cm, ces contraintes diminuent pour des valeurs de l/t comprises entre 4 à 6.5, puis augmente jusqu'à une valeur de $l/t = 7.5$ pour atteindre la valeur maximale pour diminuer de nouveau.

La Figure 3.20 exhibe la variation de la contrainte de cisaillement pour un bâtiment donné avec différentes épaisseurs des voiles. Il est clair que pour les bâtiments de 4 et 6 étages la valeur du pic de la contrainte de cisaillement quelle que soit l'épaisseur des voiles, est atteinte déjà pour les petites valeurs du rapport (l/t). Cependant pour les bâtiments hauts de 11 étages (Figure 3.20 (c)) l'apparition du pic n'est perçue que pour une valeur du rapport (l/t) de 6.5 pour une épaisseur des voiles de 20 cm, et de 11 pour les bâtiments de 15 cm d'épaisseur. Par contre, pour les bâtiments de 25 cm d'épaisseur le pic est toujours atteint pour les petites valeurs du rapport (l/t).

Pour les bâtiments de 16 et 21 étages et pour des voiles de 15 et 20 cm aucun changement n'est observé sur la position du pic (Figures 3.20 (d) et (e)), par contre pour les bâtiments avec voiles de 25 cm d'épaisseur la position est atteinte pour une valeur de (l/t) de 7.5.

L'effet de l'épaisseur des voiles sur la variation de la contrainte de cisaillement pour un bâtiment donné est visible sur la Figure 3.21. Contrairement aux voiles sans poteaux incorporés et quel que soit le nombre d'étages des bâtiments, la valeur de la contrainte de cisaillement du bâtiment avec des voiles de 25 cm d'épaisseur est plus grande que celle des bâtiments avec des épaisseurs de 15 et 20 cm.

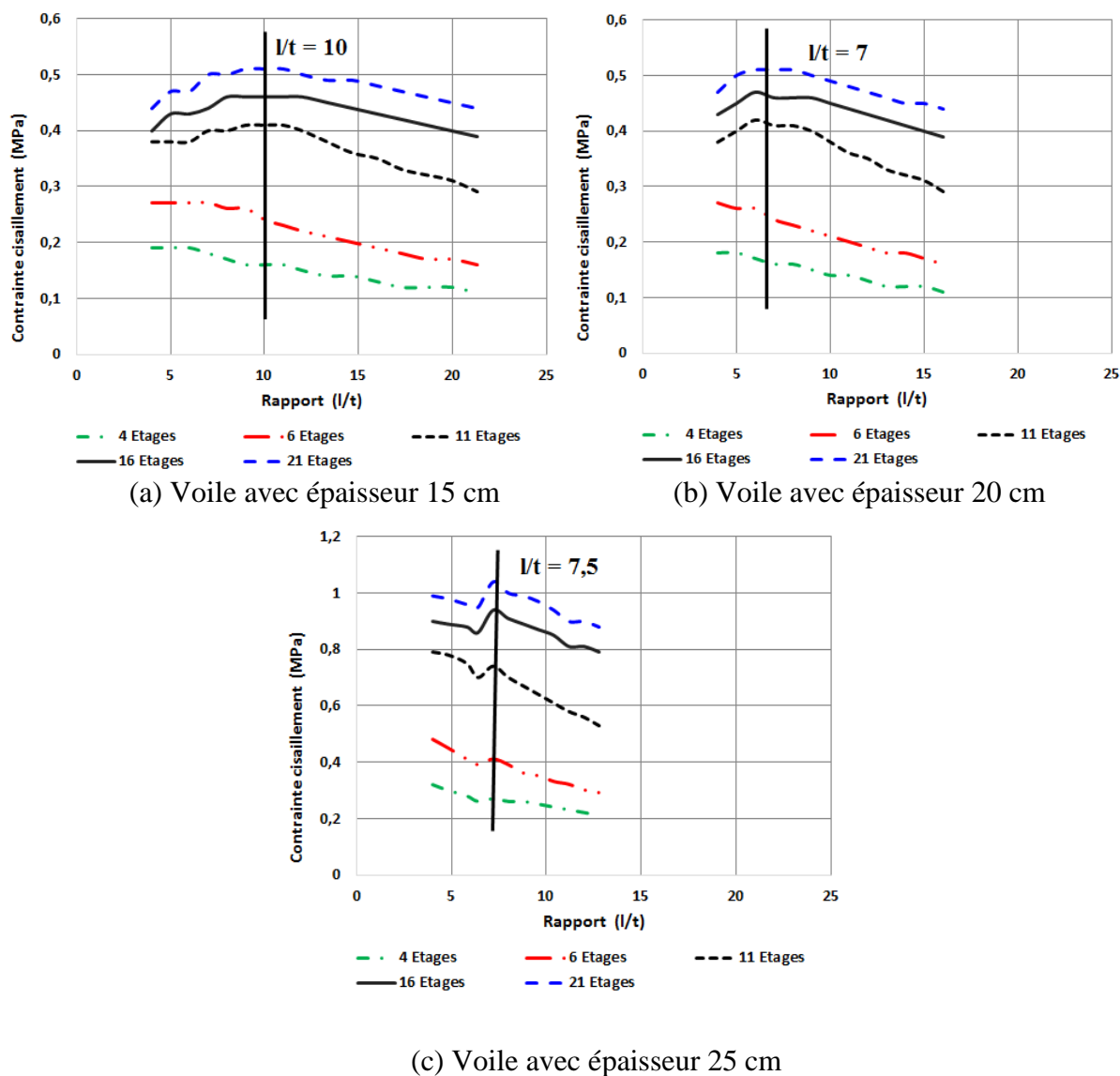


Figure 3.19 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t)

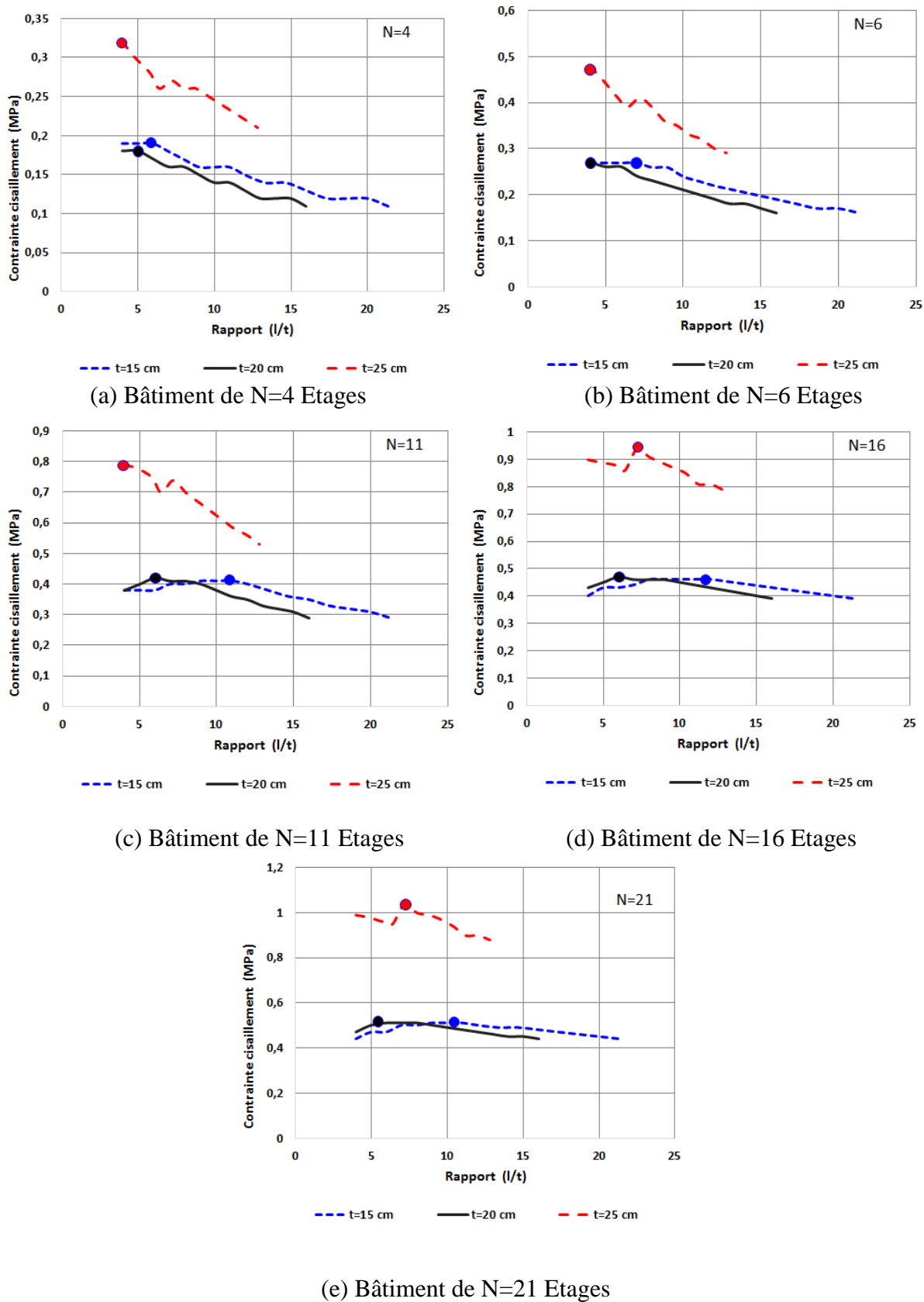
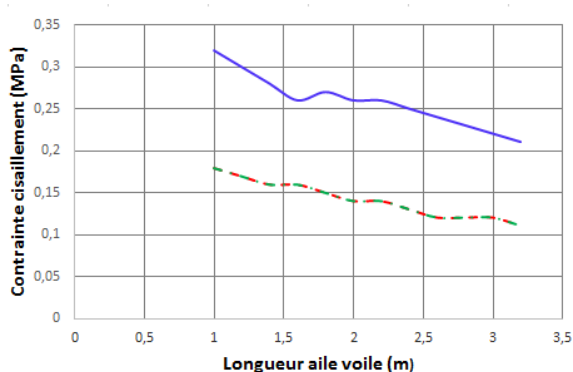
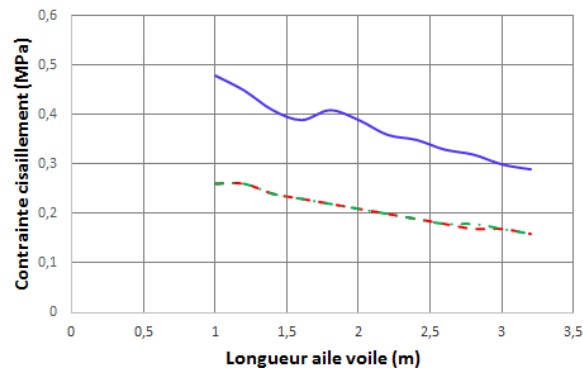


Figure 3.20 : Contrainte de cisaillement maximale pour différents nombres d'étages

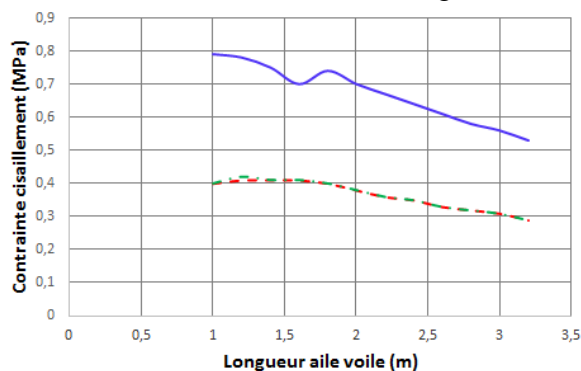
La Figure 3.22 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport portée de cisaillement (hauteur du voile sur longueur de l'aile). On constate que pour des voiles avec une épaisseur de 15 cm, de 20 cm et 25 cm, dans le cas de bâtiments de 4 et 6 étages la contrainte de cisaillement maximale n'est atteinte qu'une fois que le rapport portée de cisaillement (h/l) a atteint une valeur de 3. Par contre pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages cette valeur dépend de l'épaisseur des voiles. En conséquence, pour des voiles de 15 cm le rapport (h/l) est de 2, pour des voiles de 20 cm il est de 2.5 et pour les voiles de 25 cm il est de 1.7.



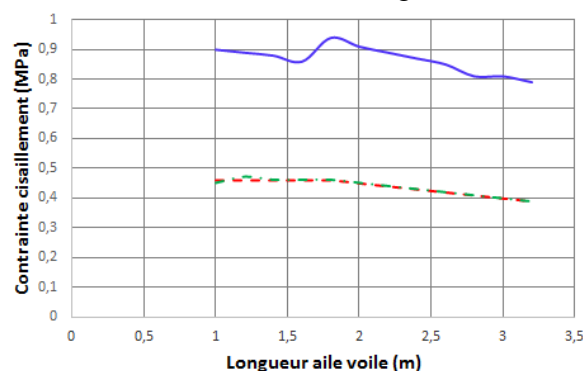
(a) Bâtiment de N=4 Etages



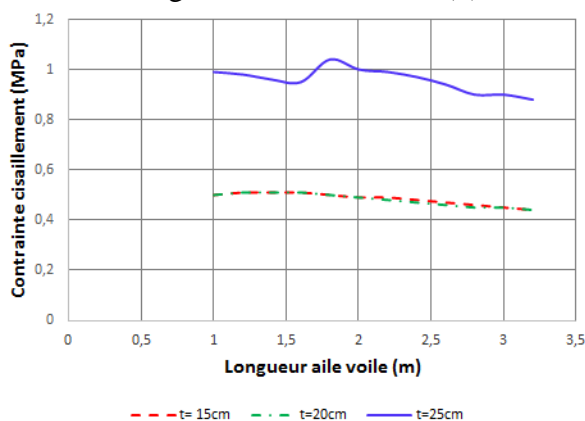
(b) Bâtiment de N=6 Etages



(c) Bâtiment de N=11 Etages

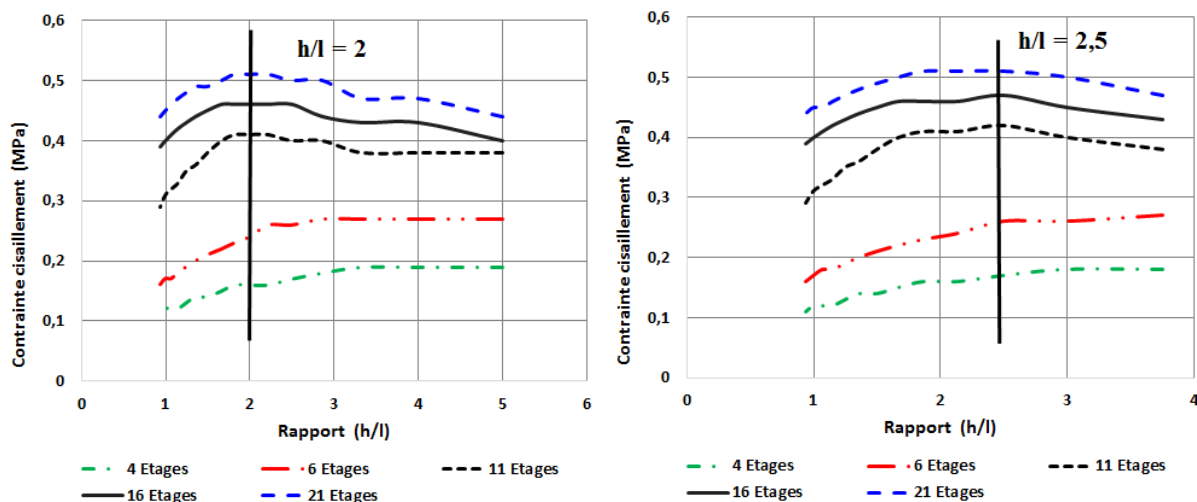


(d) Bâtiment de N=16 Etages



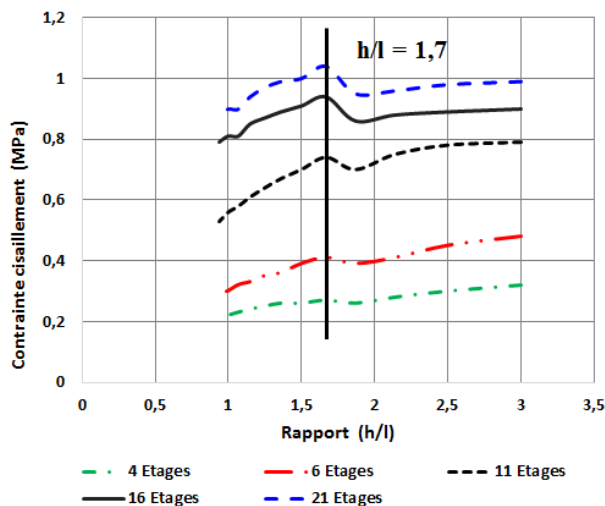
(e) Bâtiment de N=21 Etages

Figure 3.21 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte de cisaillement



(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm



(c) Voile avec épaisseur 25 cm

Figure 3.22 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (h/l)

II.2.2.2 Contraintes normales

Pour tous les cas de bâtiment étudiés comme pour les voiles sans poteaux, la contrainte normale concentrée à la base du voile à l'extrémité de l'aile (point A) est largement supérieure à celle du coin opposé (point B) coin d'intersection des deux ailes (voir Figure 3.23).

La Figure 3.24 montre la variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) au point A toujours sous la même combinaison de charges telle définie dans la partie contrainte de cisaillement.

Identiquement au cas I des voiles sans poteaux, la contrainte normale diminue de façon permanente avec l'augmentation du rapport (l/t) quels que soient le type de bâtiments et l'épaisseur des voiles, à l'exception des bâtiments de 11, 16 et 21 étages et pour une épaisseur de 15 cm, pour lesquels on remarque que pour les faibles longueurs des ailes, une faible augmentation est observée, après la valeur de la contrainte normale diminue (voir Figure 3.24 (a)).

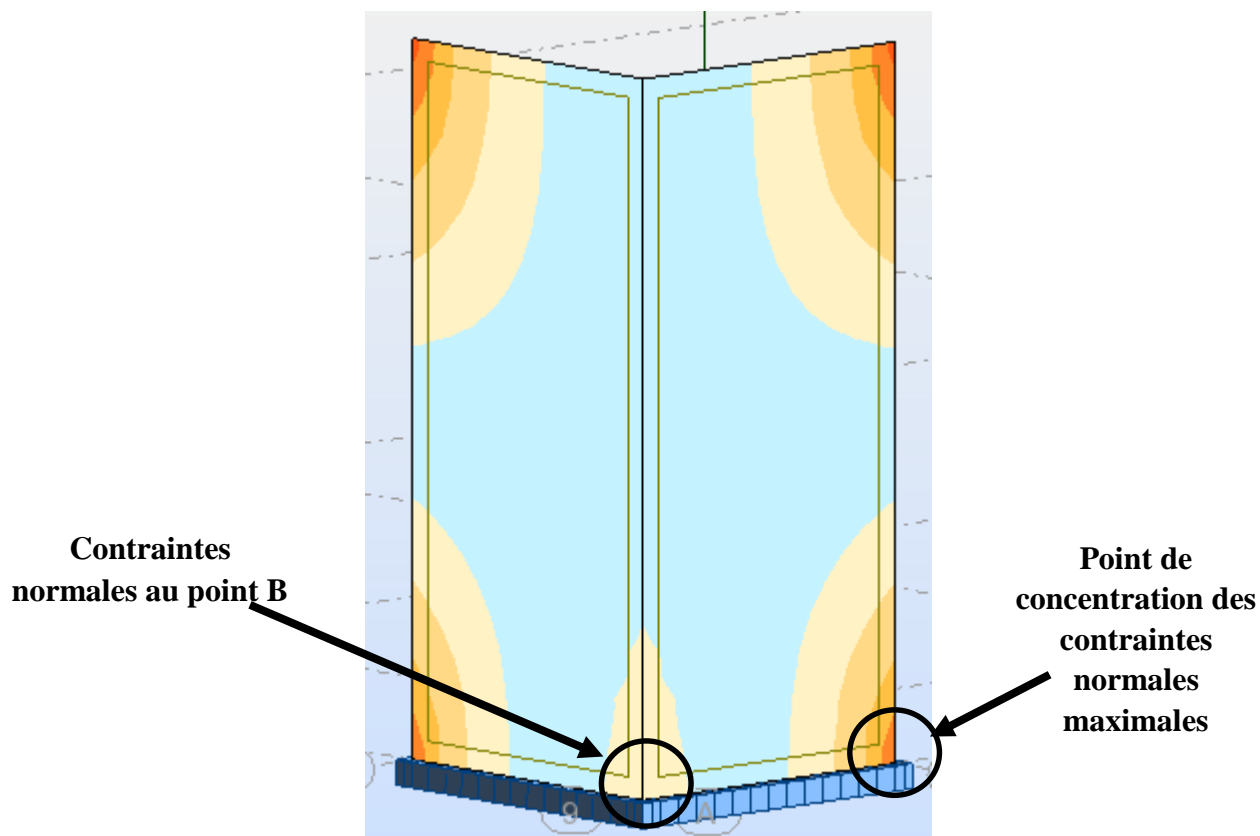


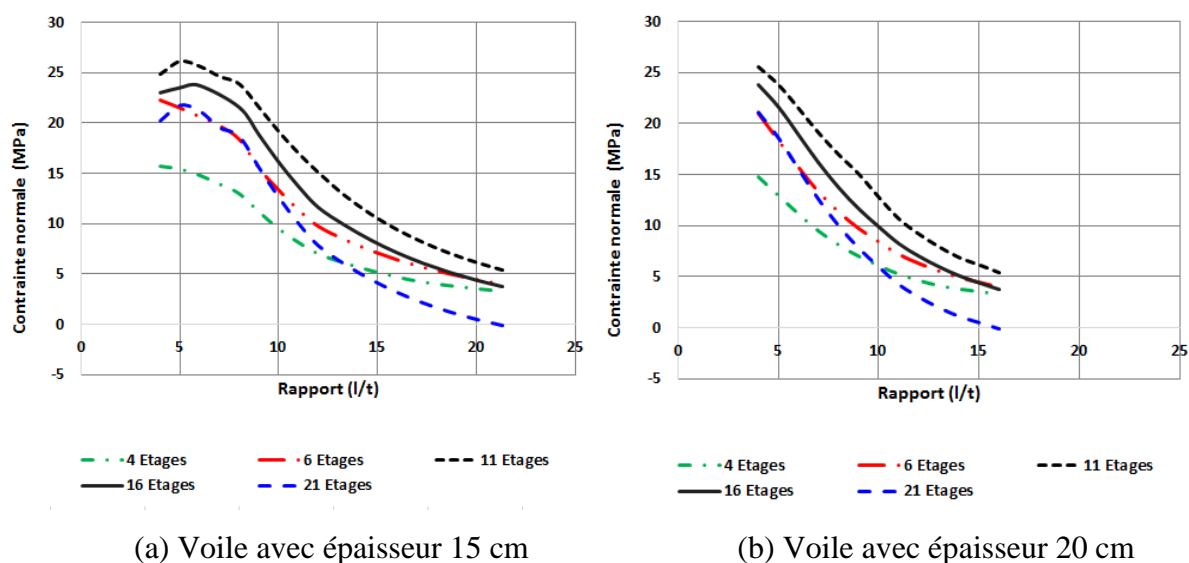
Figure 3.23 : Point de concentration des contraintes normales maximales

Comme pour le cas I, la Figure 3.24 montre que pour la même épaisseur de voile et le même rapport (l/t) les valeurs des contraintes dans le bâtiment à 21 étages sont comprises entre celles des bâtiments à 4 étages et celles des bâtiments à 6 étages, même qu'elles deviennent plus faibles que celles des bâtiments à 4 étages pour les plus grandes valeurs du rapport (l/t).

La Figure 3.25 montre la variation de la contrainte normale pour un bâtiment donné avec différentes épaisseurs des voiles. Il est clairement visible que lorsque l'épaisseur des voiles augmente, la valeur de la contrainte normale diminue pour la même valeur du rapport (l/t). Les valeurs des contraintes pour les épaisseurs des voiles de 15 et 20 cm sont, pour la plupart des

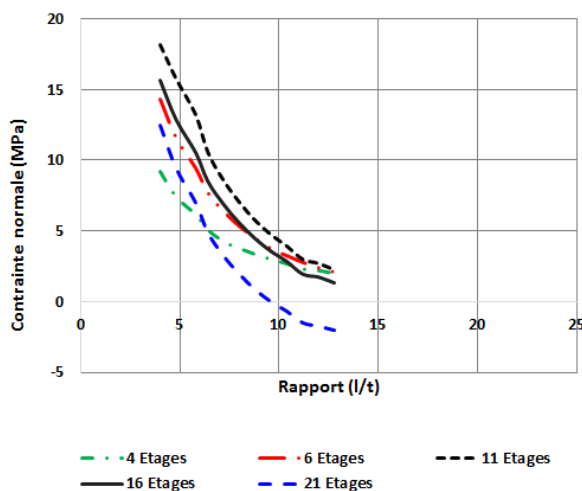
rappports (l/t), quasiment égales voire parfois confondues, par contre la différence est nettement visible avec les voiles d'une épaisseur de 25 cm.

La Figure 3.26 présente la variation de la contrainte normale en fonction du rapport portée de cisaillement (hauteur du voile sur longueur de l'aile) pour chacune des épaisseurs de voiles. L'augmentation de la contrainte est continue, cependant aucun pic montrant une contrainte maximale n'est visible, à l'exception pour les voiles de 15 cm pour lesquels un pic qui n'est pas prononcé est visible pour une valeur de (h/l) de 4 pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages. La relation contrainte rapport portée de cisaillement devient linéaire lorsque l'épaisseur du voile augmente.



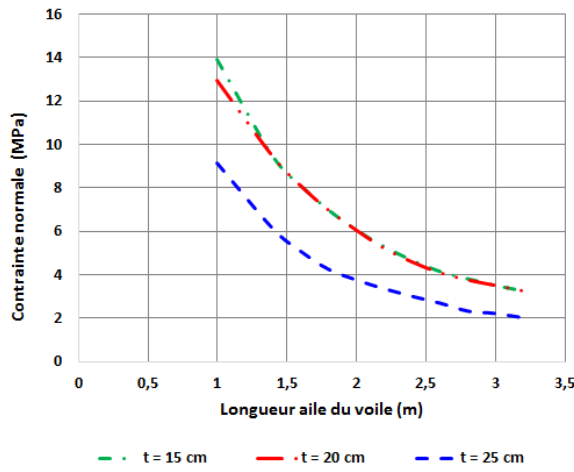
(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm

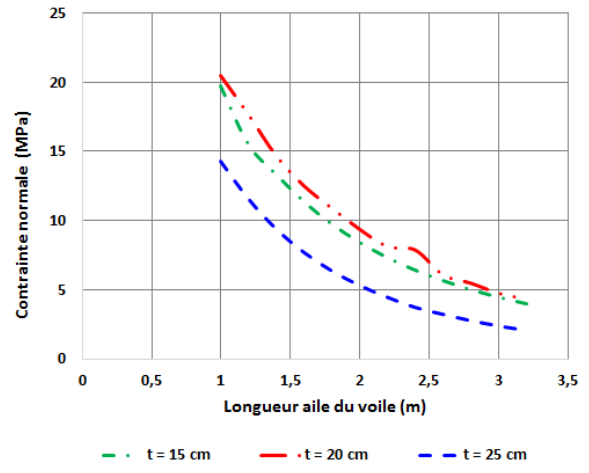


(c) Voile avec épaisseur 25 cm

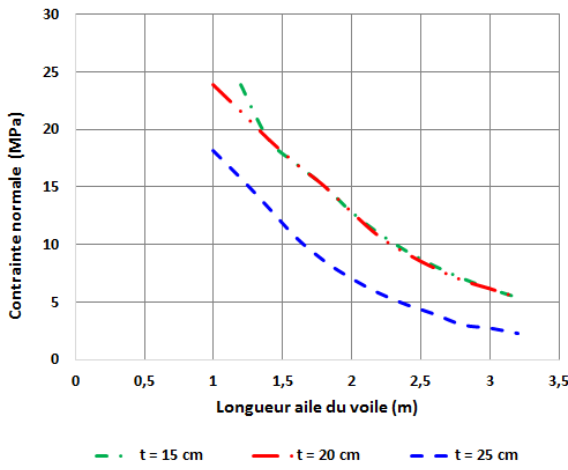
Figure 3.24 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t)



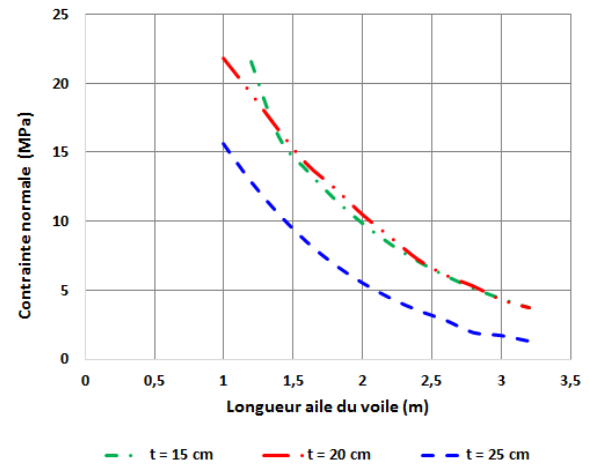
(a) Bâtiments à N=4 étages



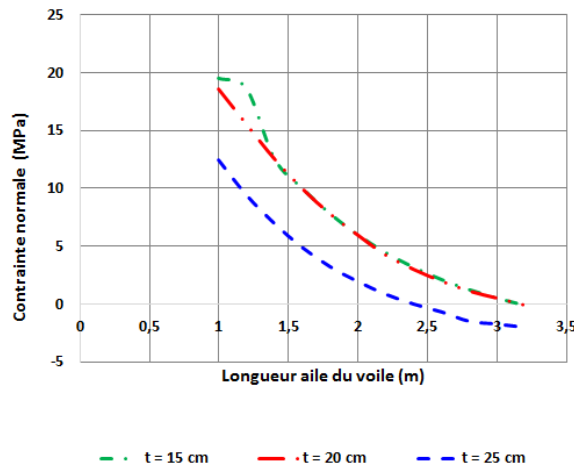
(b) Bâtiments à N=6 étages



(c) Bâtiments à N=11 étages



(d) Bâtiments à N=16 étages



(e) Bâtiments à N=21 étages

Figure 3.25 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale

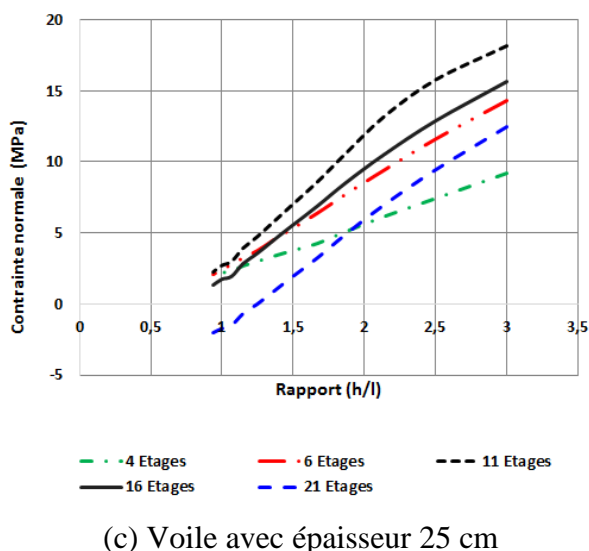
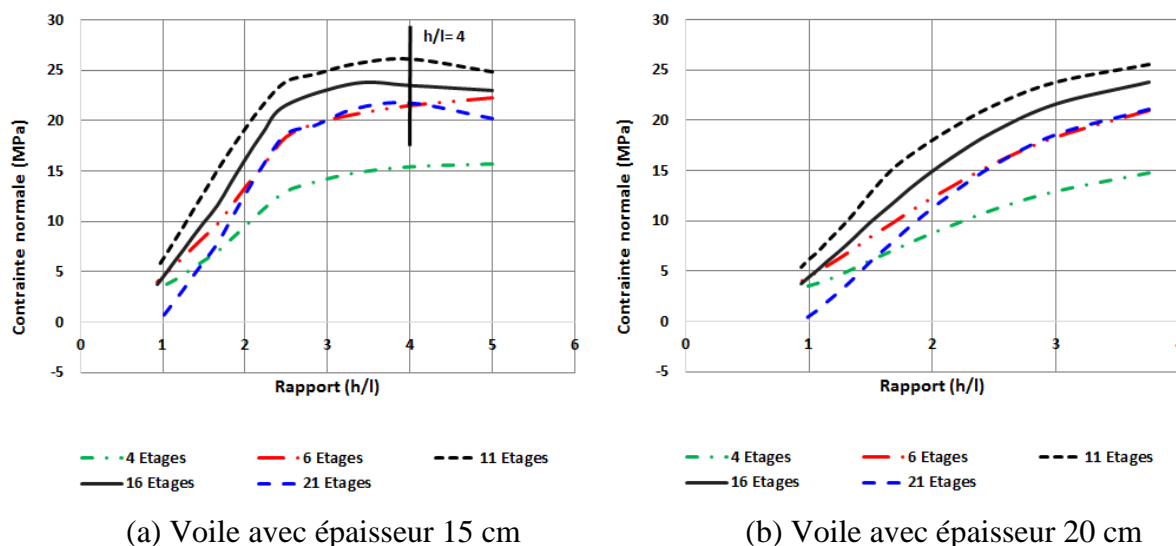


Figure 3.26 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l)

Les constatations suivantes peuvent être faites sur le comportement des voiles au point d'intersection B des deux ailes (voir Figures 3.27, 3.28 et 3.29). La seule différence apparente entre le comportement au point A et au point B, pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages ayant des voiles d'une épaisseur de 15 cm et 20 cm est qu'un pic de contraintes normales en fonction du rapport (l/t) est apparent autour de la valeur (l/t) = 10 pour la première épaisseur, et (l/t) = 6.5 pour la deuxième épaisseur. Par contre pour les bâtiments dont les voiles ont une épaisseur de 25 cm, une diminution permanente de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t) est visible sans l'apparition d'aucun pic.

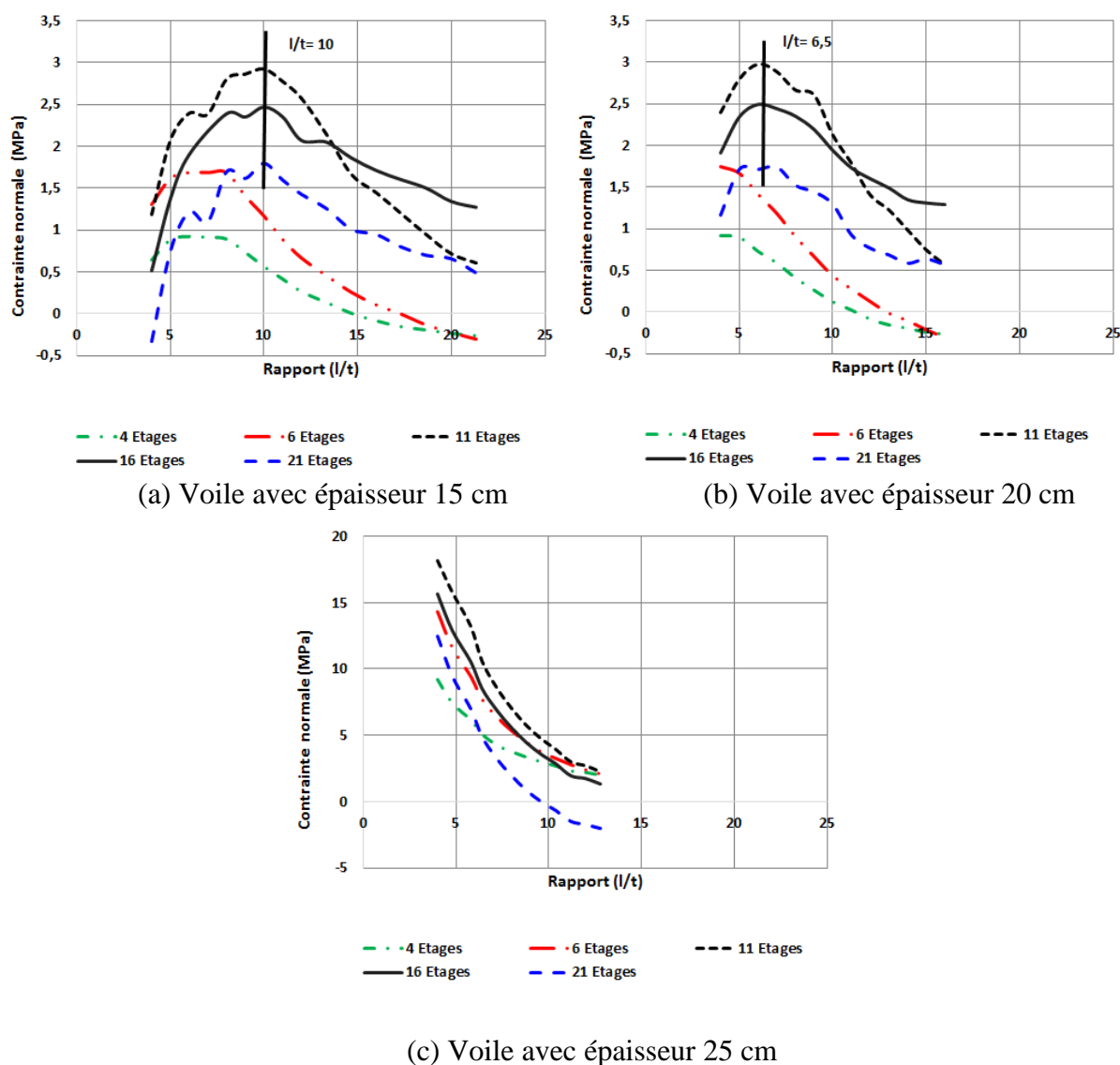
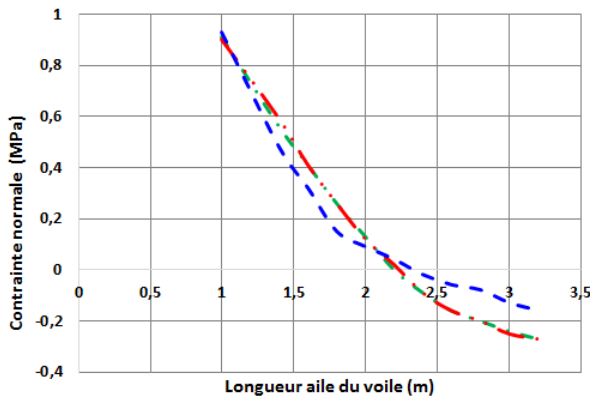


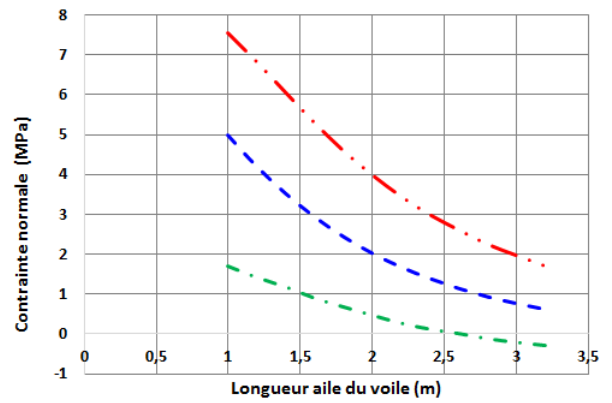
Figure 3.27 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t)

Sur la Figure 3.28 présente la variation des contraintes normales au point B en fonction de la longueur des voiles. Il est clair que cette fois-ci le comportement est complètement différent d'un bâtiment à l'autre. Les courbes représentant les voiles de 25 cm d'épaisseur dans certains cas entrecroisent celles représentant les voiles de 15 et 20 cm d'épaisseurs, dans d'autres elles passent entre ces deux courbes, et parfois au-dessus de celles-ci. Les courbes relatives aux bâtiments avec des voiles d'une épaisseur de 15 cm ou 20 cm ne sont plus confondues comme pour celles relatives au point A. Cette différence de comportement par rapport au cas I est due à la présence du poteau juste au niveau de ce point B.



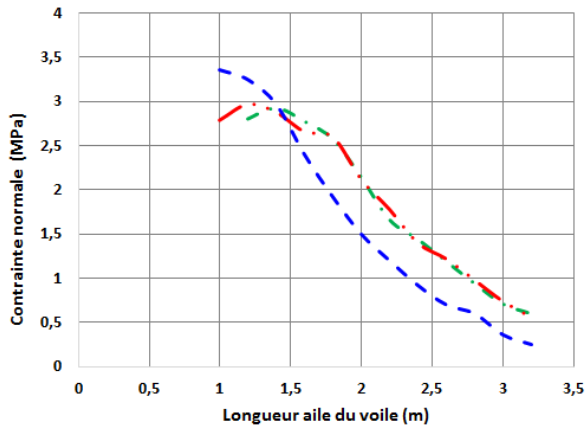
t = 15 cm t = 20 cm t = 25 cm

(a) Bâtiments à N=4 étages



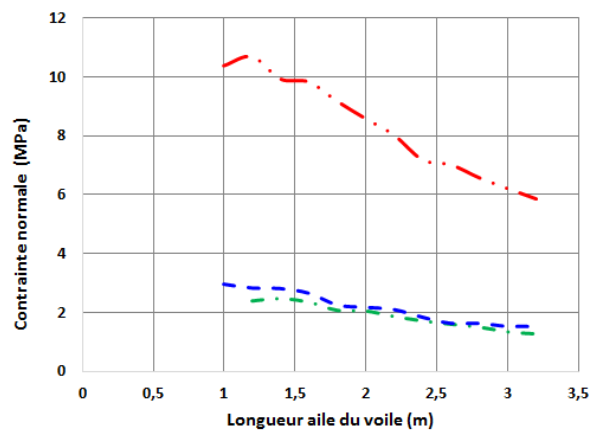
t = 15 cm t = 20 cm t = 25 cm

(b) Bâtiments à N=6 étages



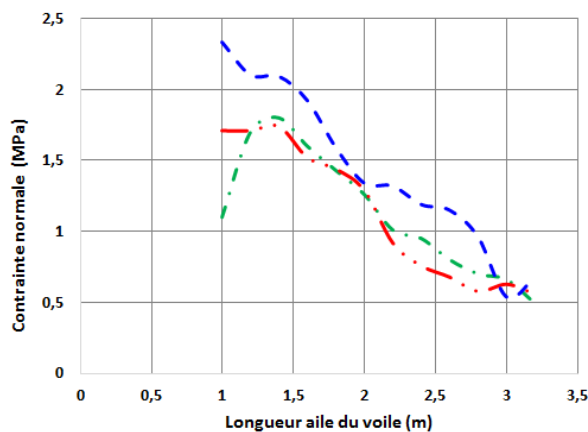
t = 15 cm t = 20 cm t = 25 cm

(c) Bâtiments à N=11 étages



t = 15 cm t = 20 cm t = 25 cm

(d) Bâtiments à N=16 étages



t = 15 cm t = 20 cm t = 25 cm

(e) Bâtiments à N=21 étages

Figure 3.28 : Effet de l'épaisseur du voile sur la distribution de la contrainte normale

La Figure 3.29 exhibe la variation de la contrainte normale en fonction du rapport portée de cisaillement (hauteur du voile sur longueur de l'aile) pour chacune des épaisseurs de voiles au point B. L'augmentation de la contrainte est continue, cette fois-ci un pic est apparu montrant une contrainte maximale pour les bâtiments de 11, 16 et 21 étages ayant des voiles de 15 cm et 20 cm pour des valeurs de (h/l) respectives de 2 et 2.5. Pour les bâtiments de 4 et 6 étages, avec des voiles de 15 cm d'épaisseur, on observe l'apparition d'un palier à une valeur de (h/l) égale à 2.5. Pour les bâtiments avec des voiles de 20 et 25 cm d'épaisseurs, aucun pic ou palier n'est visible, voir Figures 3.29 (b) et (c).

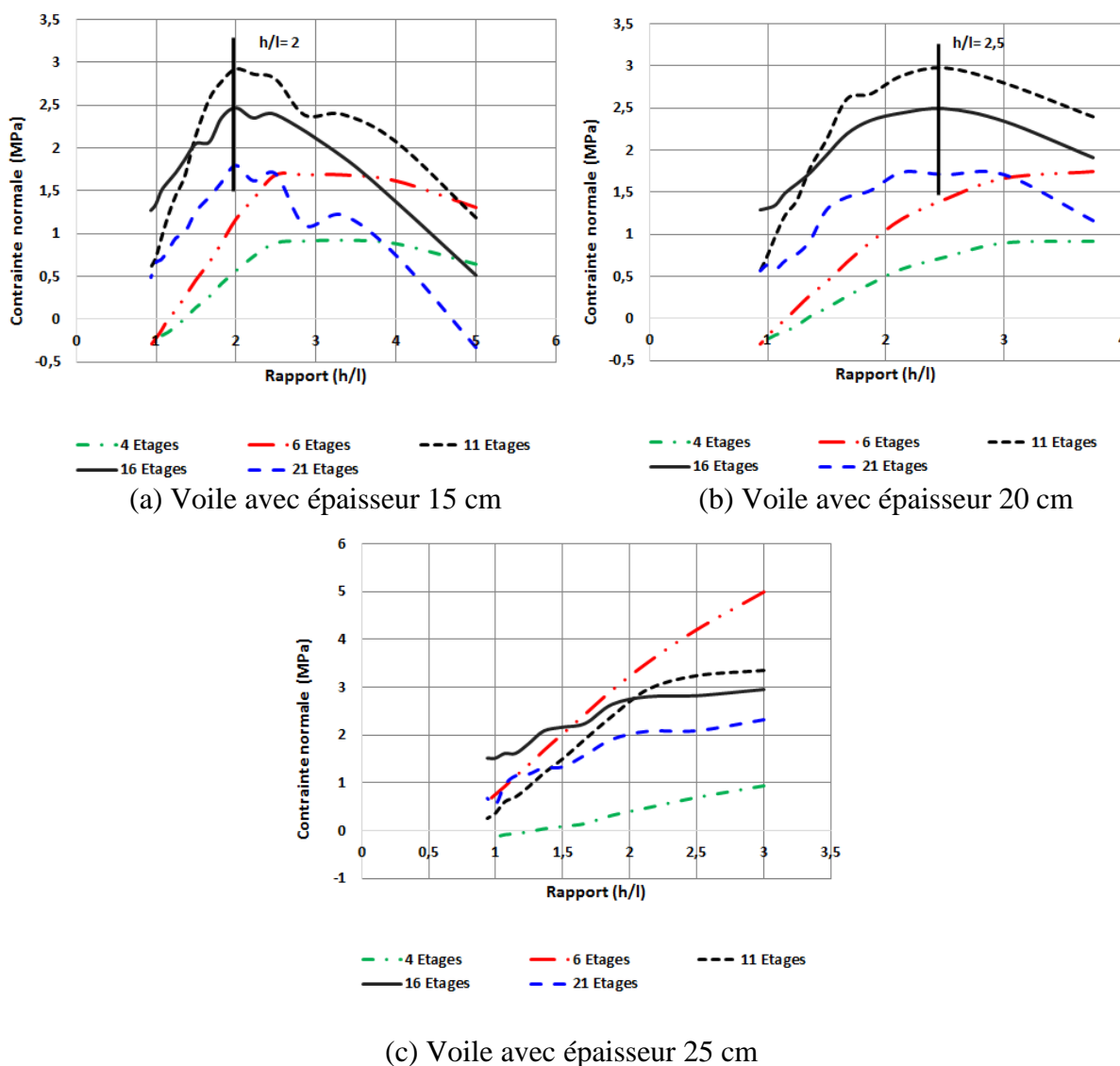


Figure 3.29 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (h/l)

La Figure 3.30 présente, pour les voiles du cas II, la variation de l'effort tranchant à la base dans les voiles de contreventement, V_w , en comparaison avec l'effort tranchant total, V_t , pour tous les types de bâtiments et pour les trois différentes épaisseurs.

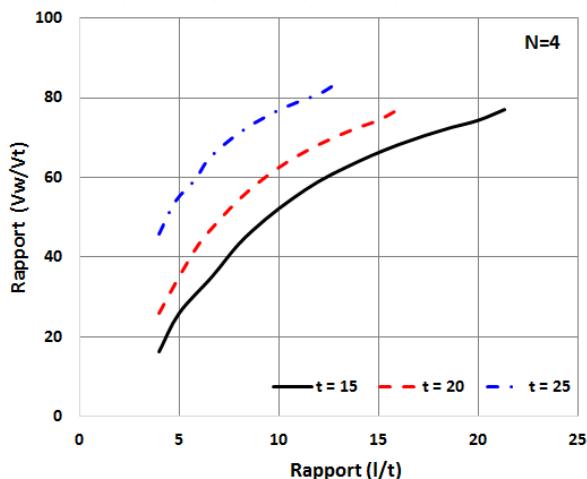
La pente des courbes est plus importante pour les faibles rapports (l/t) que pour les plus élevés. En outre, l'augmentation de rapport (V_w/V_t) est plus importante en passant des voiles de 15 cm d'épaisseurs à ceux de 25 cm qu'en passant des voiles de 15 cm à ceux de 20 cm, surtout pour les faibles rapports (l/t). Par contre quand on passe des voiles de 20 cm à ceux de 25 cm, on remarque que l'augmentation du rapport est presque identique qu'en passant des voiles de 15 cm à ceux de 20 cm.

Pour illustrer cette constatation, on présente sur le Tableau 3.2 un exemple de comparaison des valeurs (V_w/V_t) pour des valeurs de (l/t) respectives de 4 et 12. Comme il est noté, pour une valeur de $l/t = 4$, le rapport (V_w/V_t) passe de 1.59 à 2.84, quand on augmente l'épaisseur du voile respectivement de 15 cm à 20 cm, et de 15 cm à 25 cm. Par contre ces valeurs sont seulement de 1.15 et 1.37 pour un rapport $l/t = 12$.

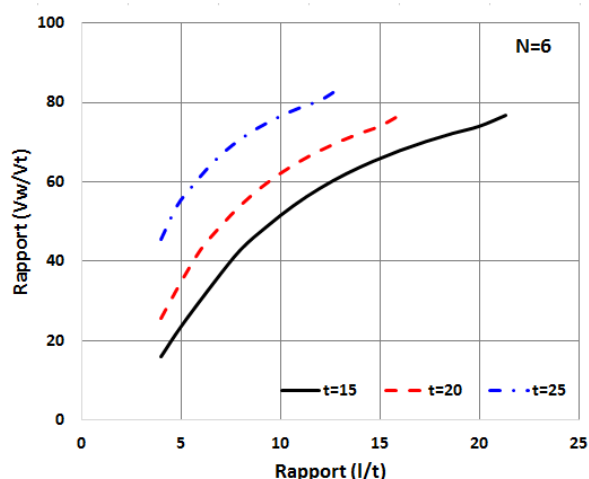
L'analyse des résultats montre que la relation entre le rapport (V_w/V_t) et le rapport (l/t) pour différentes épaisseurs de voiles est presque la même mais avec une petite différence visible par le décalage entre les courbes, ce fait est illustré sur la Figure 3.31 (Les cinq courbes ne sont pas confondues mais proches).

Tableau 3.2 : Variation du rapport (V_w/V_t) en fonction du rapport (l/t) (cas II)

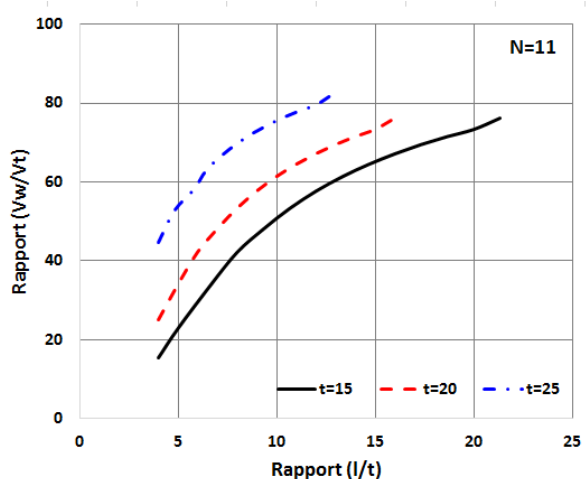
l/t	V_w/V_t (%)			Rapport		
	$t=15$	$t=20$	$t=25$	t_{20}/t_{15}	t_{25}/t_{15}	t_{25}/t_{20}
4	16.16	25.80	45.90	1.59	2.84	1.78
12	58.96	68.19	80.81	1.15	1.37	1.18



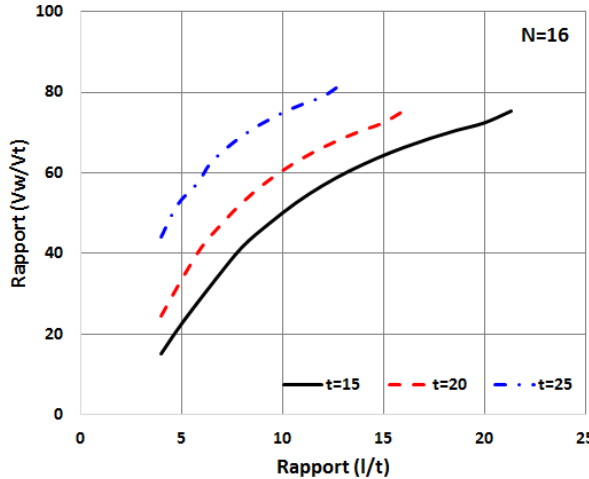
(a) Bâtiment à N=4 étages



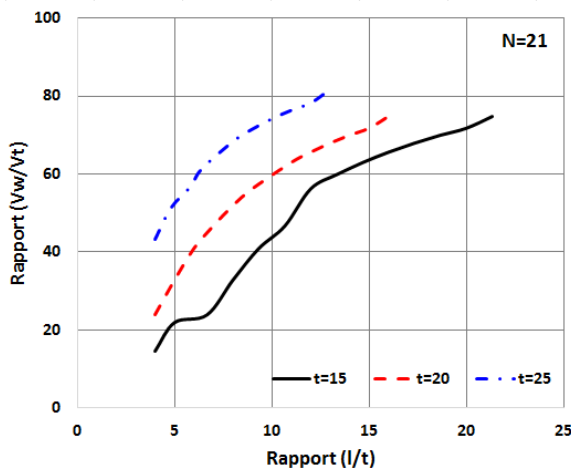
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages



(d) Bâtiment à N=16 étages



(e) Bâtiment à N=21 étages

Figure 3.30 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles

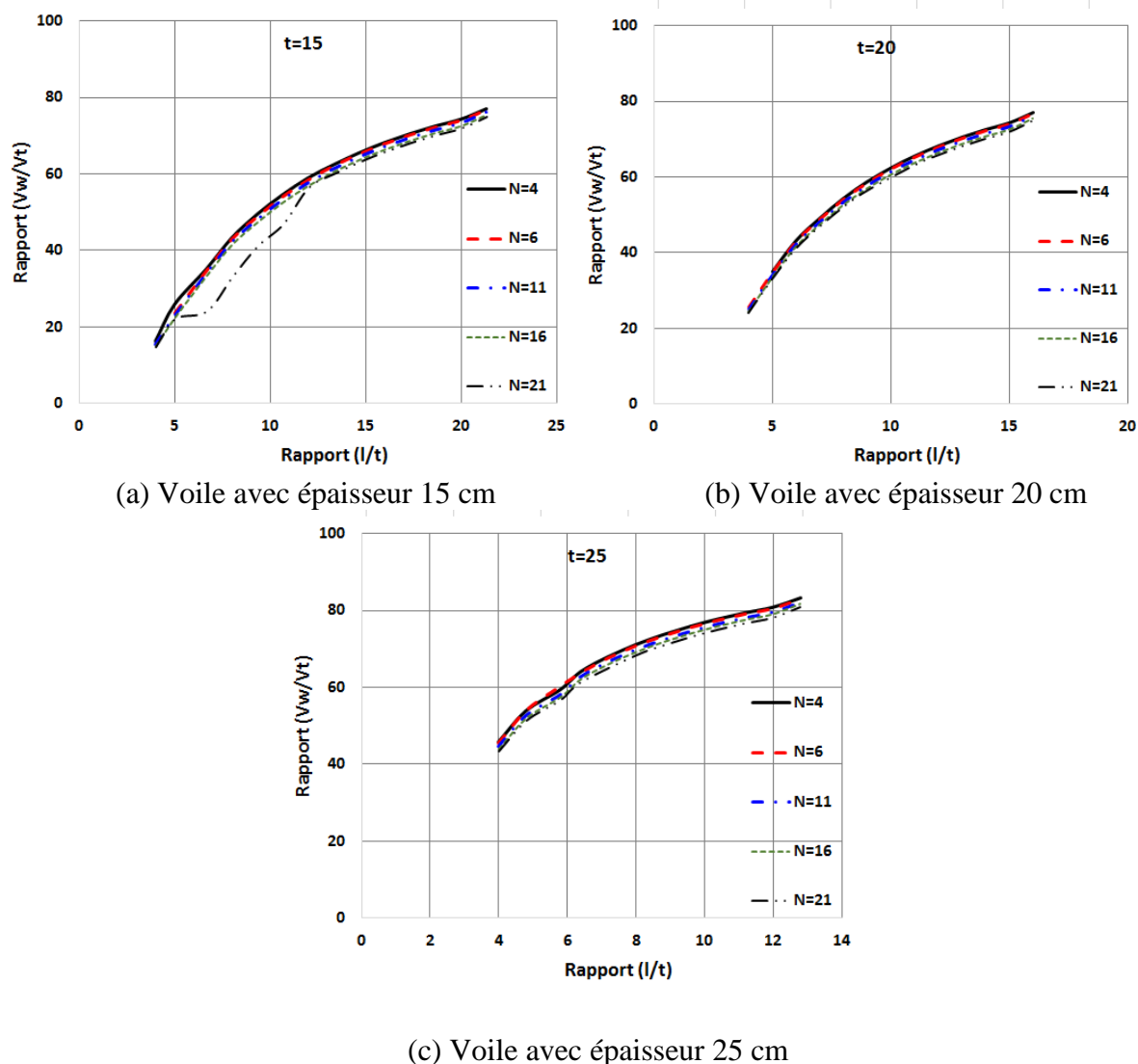


Figure 3.31 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles

II.2.3 COMPARAISON ENTRE CAS I ET II

II.2.3.1 Contraintes de cisaillement

La première remarque qui découle de cette analyse, et qui est la plus importante est la réduction évidente de la valeur de la contrainte maximale à la base des voiles par l'incorporation de poteaux au niveau du point d'intersection des deux ailes.

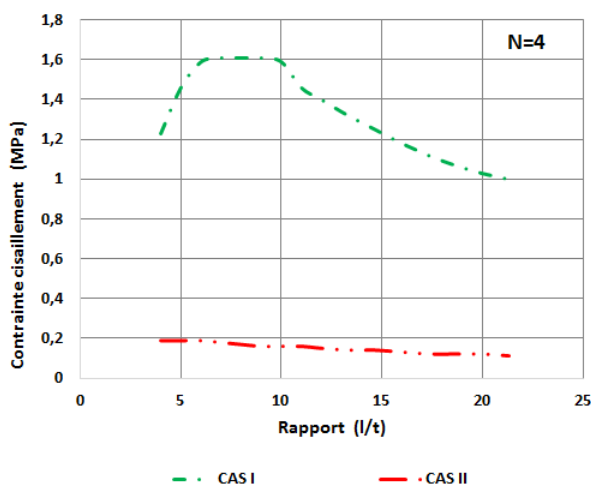
Les Figures 3.32, 3.33, et 3.34 présentent la variation de la contrainte de cisaillement à la base dans les voiles de contreventement, pour les cas I et cas II en fonction du rapport (l/t) pour tous les types de bâtiments et pour les trois différentes épaisseurs.

Pour illustrer cette constatation, on présente sur le Tableau 3.3 un rapport comparatif des valeurs de contrainte de cisaillement maximale cas I (τ_I) à la contrainte de cisaillement maximale cas II (τ_{II}). On peut affirmer que le rajout d'un poteau au niveau de l'angle d'intersection des deux ailes réduit considérablement la valeur de la contrainte de cisaillement maximale. Il a été aussi observé que le rapport entre les valeurs des deux cas I et II diminue en fonction de l'augmentation de l'épaisseur des voiles.

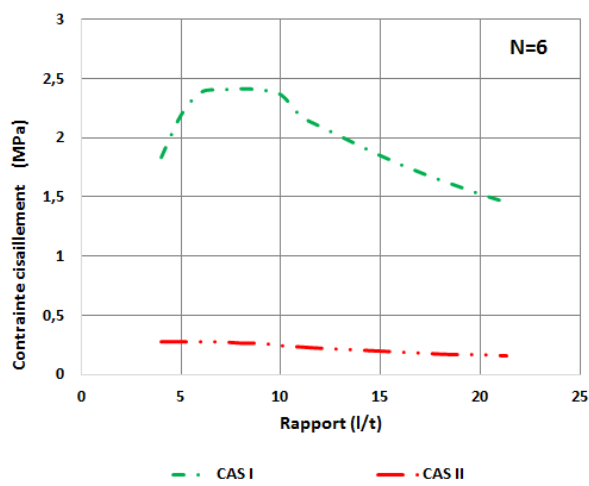
En outre, l'augmentation du rapport est plus importante en passant des voiles de 15 cm d'épaisseurs à ceux de 25 cm qu'en passant des voiles de 15 cm à ceux de 20 cm, et en augmentant aussi le nombre d'étages pour une épaisseur donnée.

Tableau 3.3 : Variation du rapport des contraintes de cisaillement cas I/ Cas II

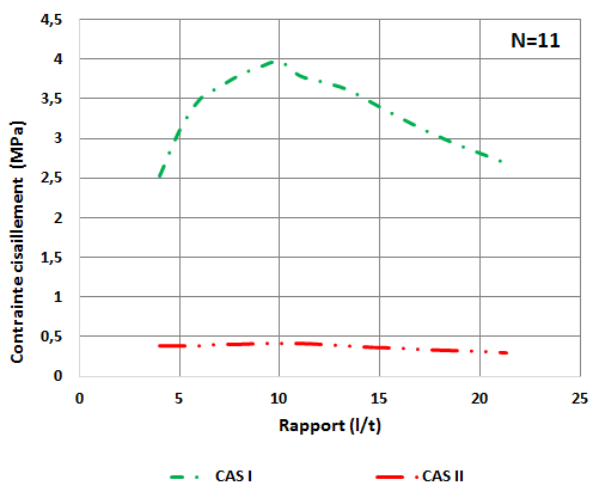
	Nombre de niveau N	4	6	11	16	21	τ_I / τ_{II} moyen
t= 15	τ_I	1.61	2.41	3.97	4.65	5.22	9.48
	τ_{II}	0.19	0.27	0.41	0.46	0.51	
	τ_I / τ_{II}	8.47	8.92	9.68	10.10	10.23	
t= 20	τ_I	1.61	2.39	3.77	4.44	5.05	9.22
	τ_{II}	0.18	0.27	0.42	0.47	0.51	
	τ_I / τ_{II}	8.94	8.85	8.98	9.45	9.90	
t= 25	τ_I	1.59	2.36	3.96	4.67	5.28	4.99
	τ_{II}	0.32	0.48	0.79	0.94	1.04	
	τ_I / τ_{II}	4.97	4.92	5.01	4.97	5.08	



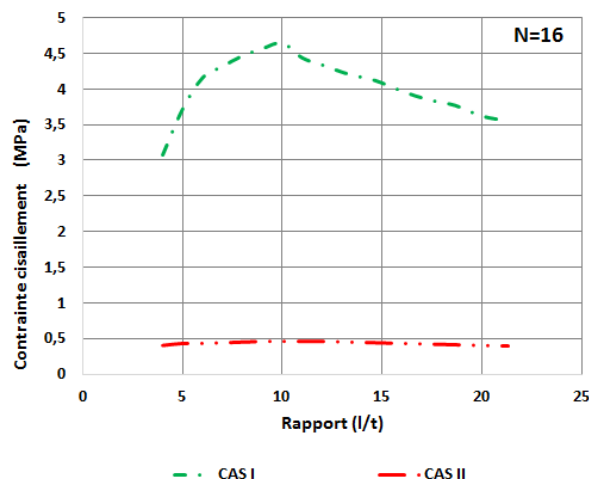
(a) Bâtiment à N=4 étages



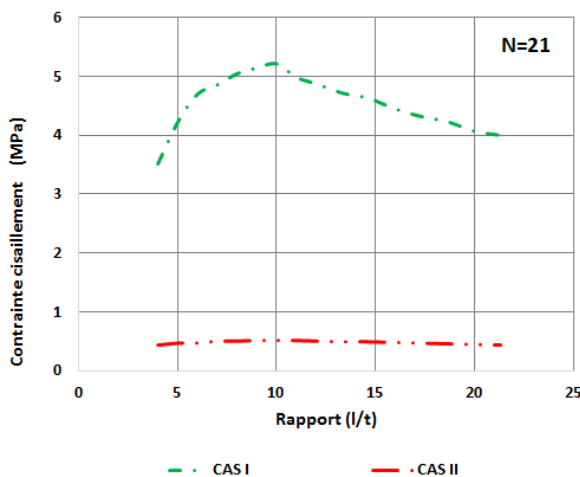
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages

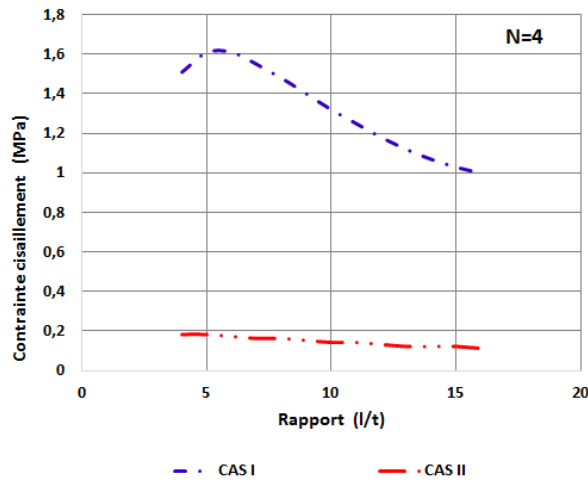


(d) Bâtiment à N=16 étages

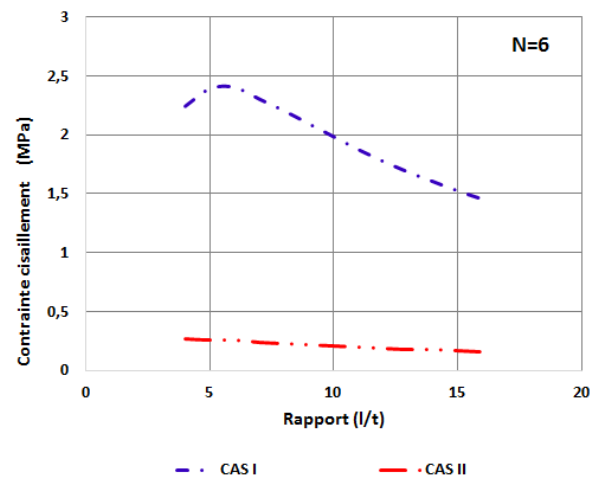


(e) Bâtiment à N=21 étages

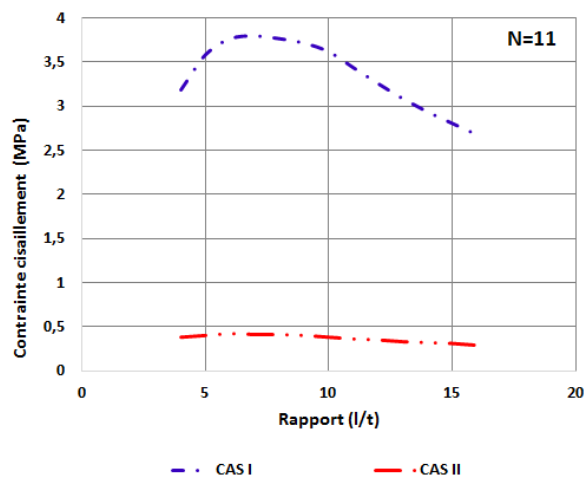
Figure 3.32 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 15 cm



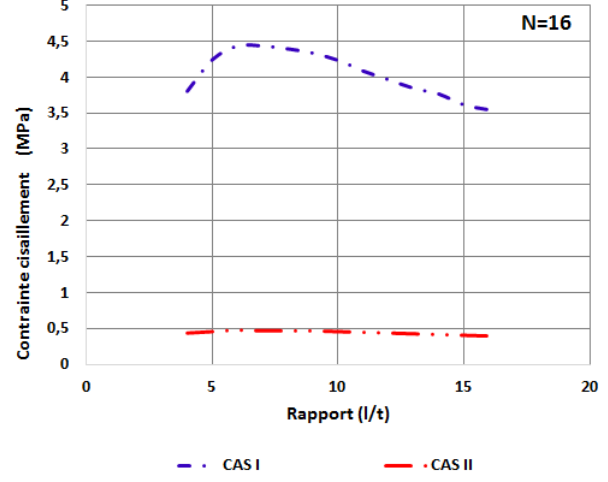
(a) Bâtiment à N=4 étages



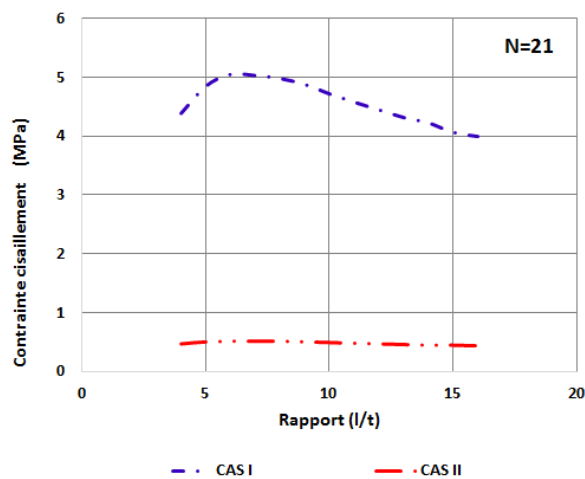
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages

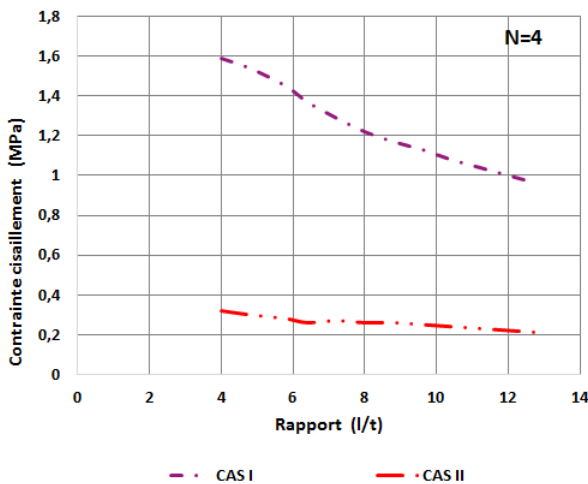


(d) Bâtiment à N=16 étages

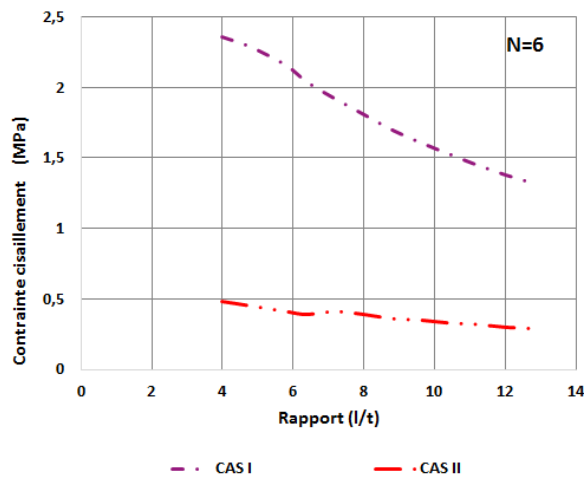


(e) Bâtiment à N=21 étages

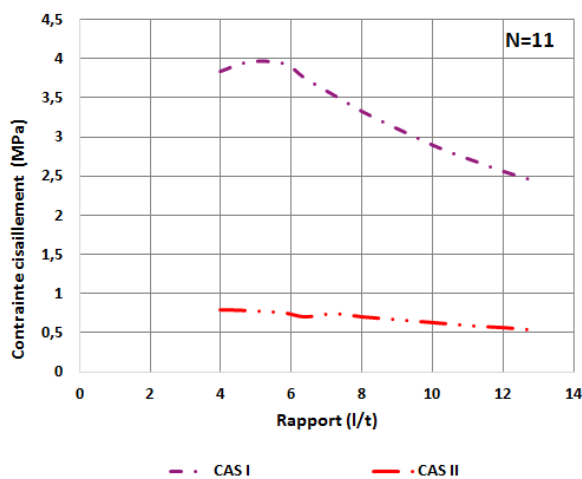
Figure 3.33 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseur 20 cm



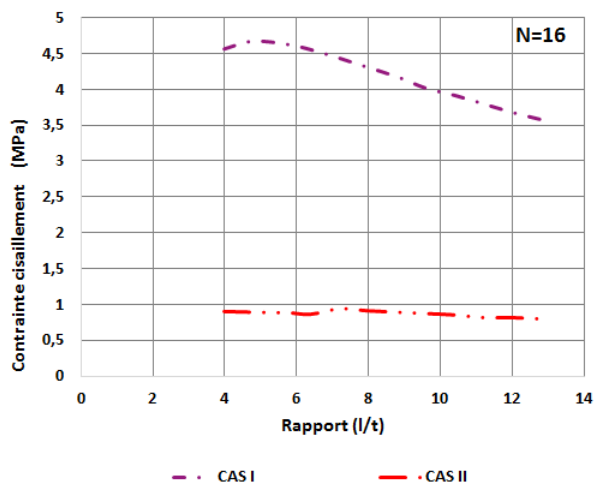
(a) Bâtiment à N=4 étages



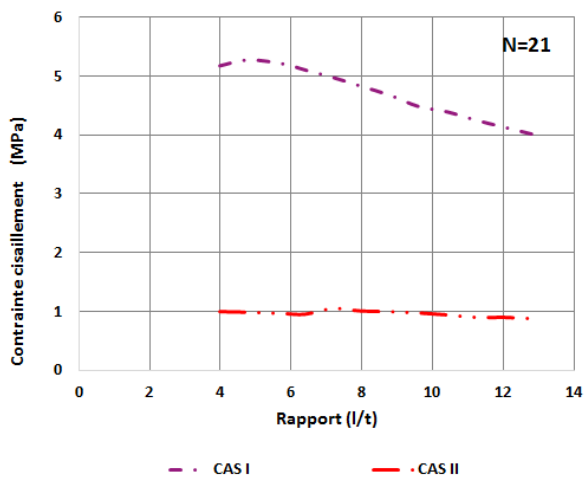
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages



(d) Bâtiment à N=16 étages



(e) Bâtiment à N=21 étages

Figure 3.34 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport (l/t) voiles épaisseurs 25 cm

II.2.3.2 Contraintes normales

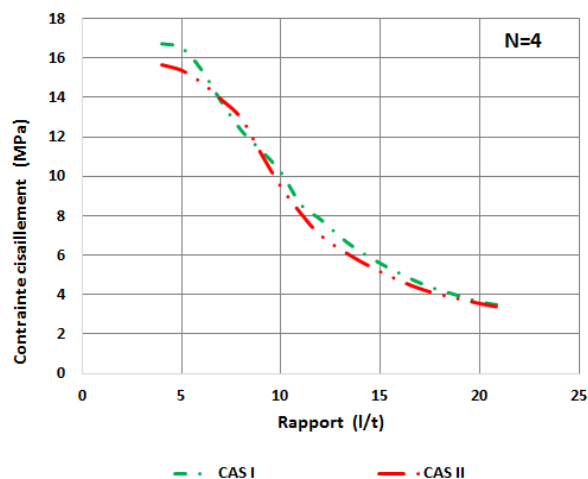
On remarque que la valeur de la contrainte normale maximale à la base des voiles au niveau de l'extrémité de l'aile (point A) est pratiquement la même pour les deux cas I et II.

Les Figures 3.35, 3.36, et 3.37 présentent la variation de la contrainte normale à la base dans le point A, pour les cas I et II en fonction du rapport (l/t) pour tous les types de bâtiments et pour les trois différentes épaisseurs.

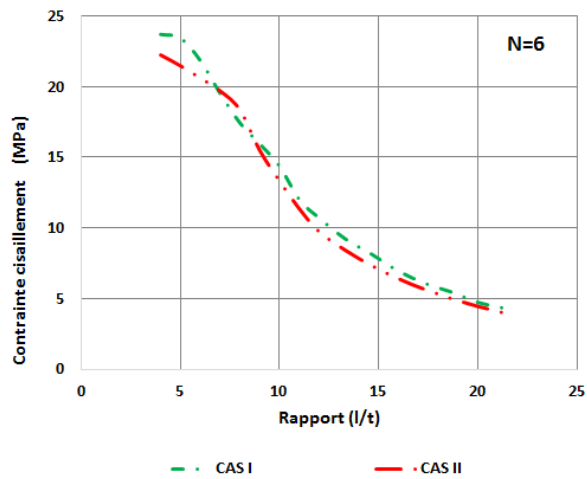
Pour étayer cette observation, on présente sur le Tableau 3.4 un rapport comparatif des valeurs de contrainte normale maximale cas I (σ_I) sur contrainte de cisaillement maximale cas II (σ_{II}). L'incorporation d'un poteau au niveau de l'angle d'intersection des deux ailes n'influe pas sur la valeur de la contrainte normale maximale, et le rapport entre les valeurs des deux cas I et II reste pratiquement constant quel que soit l'épaisseur des voiles.

Tableau 3.4 : Variation du rapport des contraintes normales cas I/ Cas II

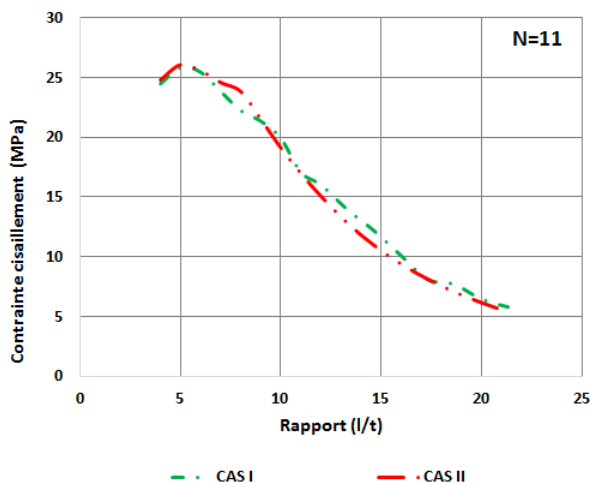
	Nombre de niveau N	4	6	11	16	21	σ_I / σ_{II} moyen
t= 15	σ_I	16.72	23.72	25.82	23.62	20.33	1.01
	σ_{II}	15.67	22.27	26.07	23.74	21.70	
	σ_I / σ_{II}	1.07	1.06	0.99	0.99	0.94	
t= 20	σ_I	16.41	23.32	25.64	23.42	21.48	1.05
	σ_{II}	14.77	21.03	25.58	23.74	21.13	
	σ_I / σ_{II}	1.11	1.11	1.00	0.99	1.02	
t= 25	σ_I	10.12	14.27	18.91	16.21	12.96	1.04
	σ_{II}	9.16	14.27	18.17	15.61	12.48	
	σ_I / σ_{II}	1.10	1.00	1.04	1.04	1.04	



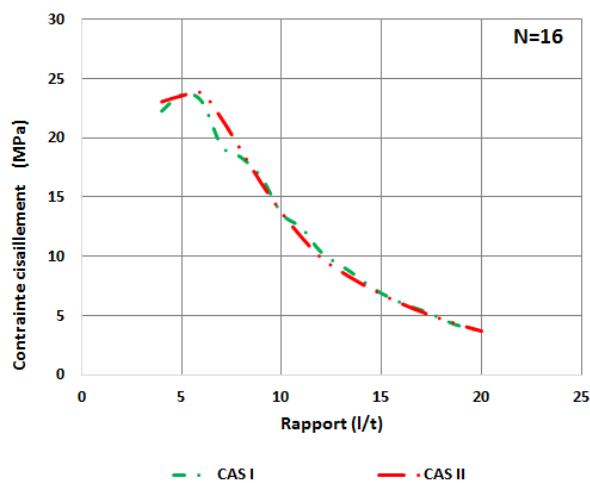
(a) Bâtiment à N=4 étages



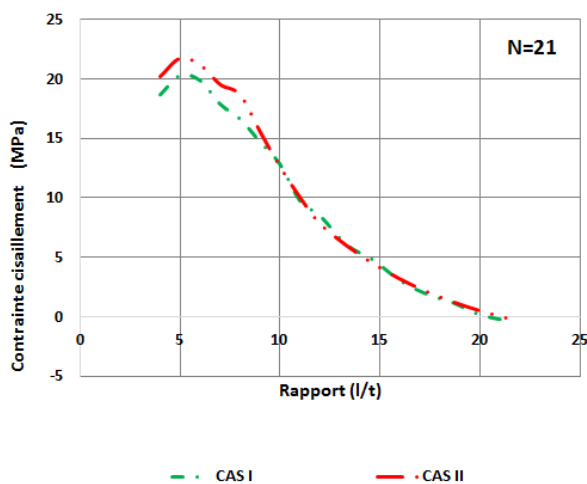
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages



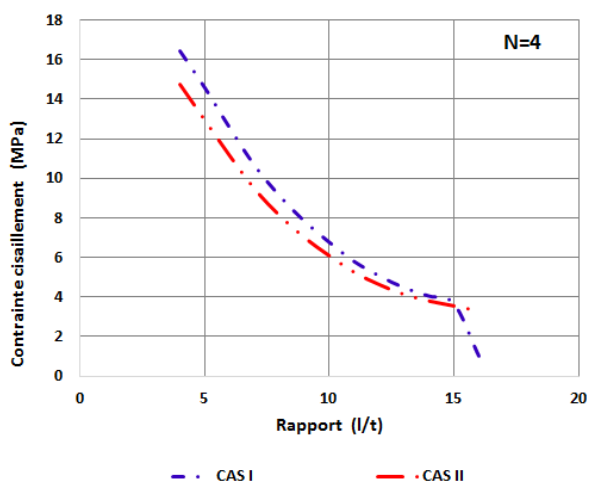
(d) Bâtiment à N=16 étages



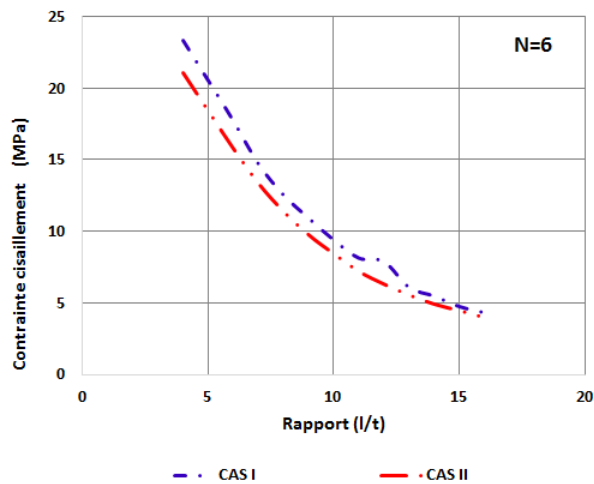
(e) Bâtiment à N=21 étages

Figure 3.35 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t).

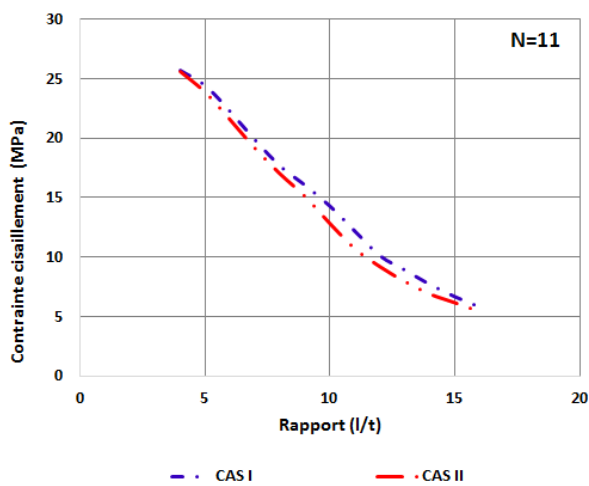
Voiles épaisseurs 15 cm



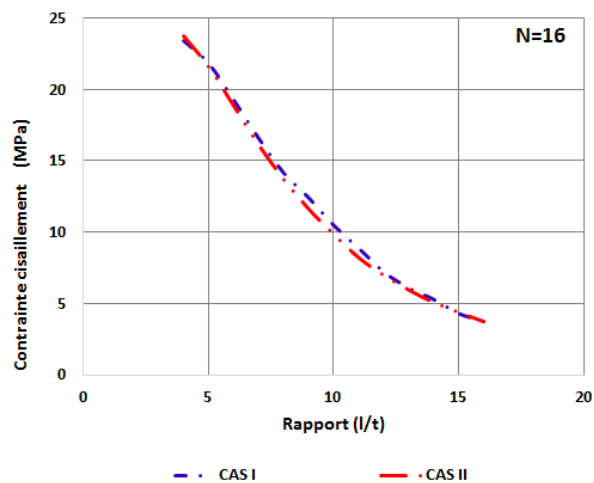
(a) Bâtiment à N=4 étages



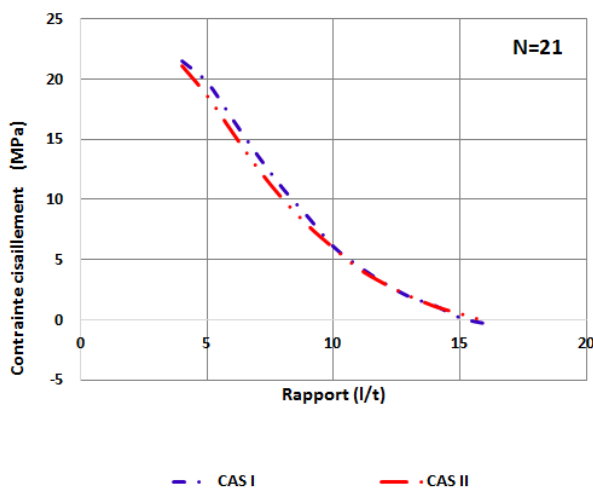
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages



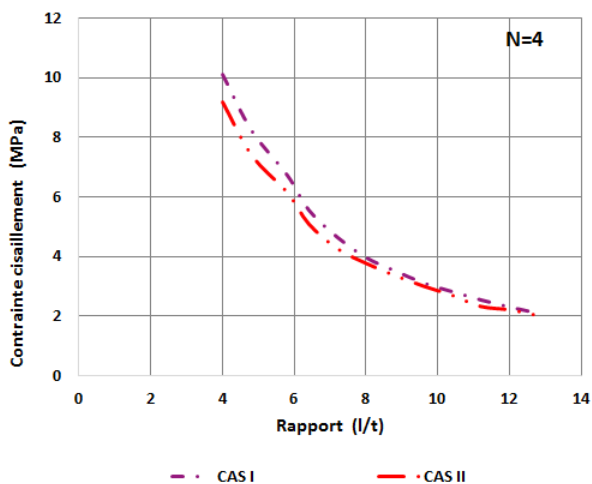
(d) Bâtiment à N=16 étages



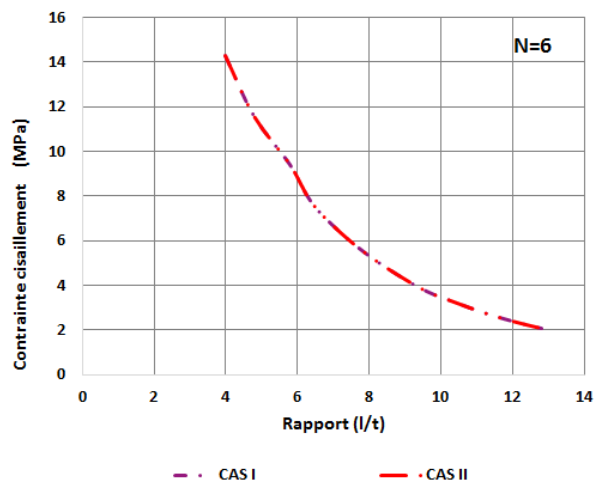
(e) Bâtiment à N=21 étages

Figure 3.36 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t).

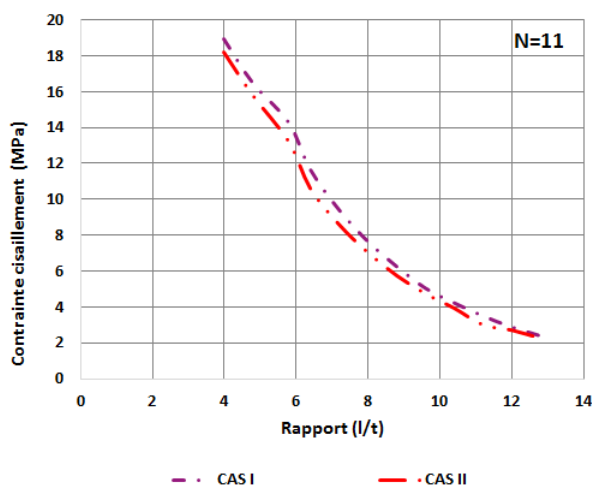
Voiles épaisseurs 20 cm



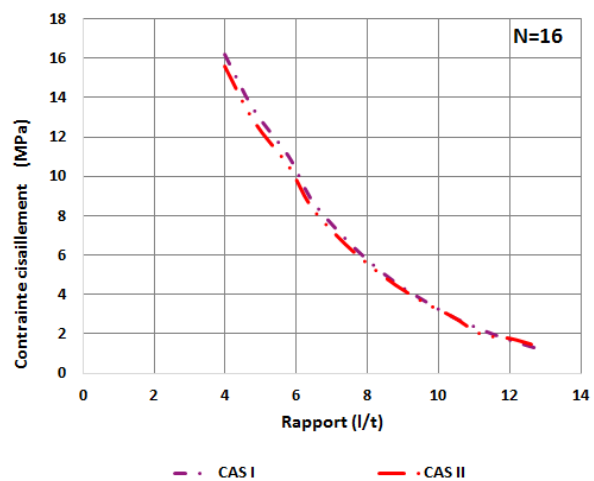
(a) Bâtiment à N=4 étages



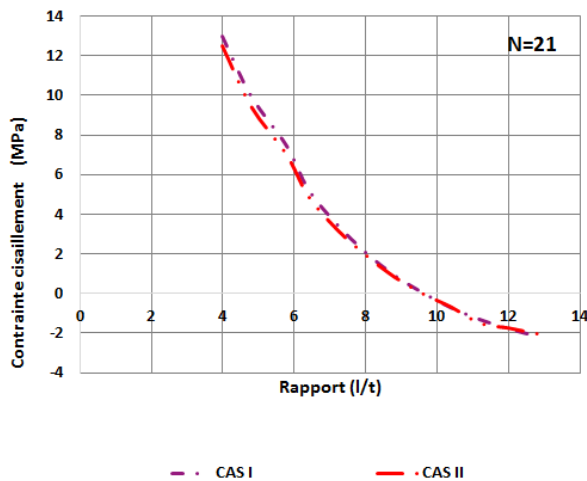
(b) Bâtiment à N=6 étages



(c) Bâtiment à N=11 étages



(d) Bâtiment à N=16 étages

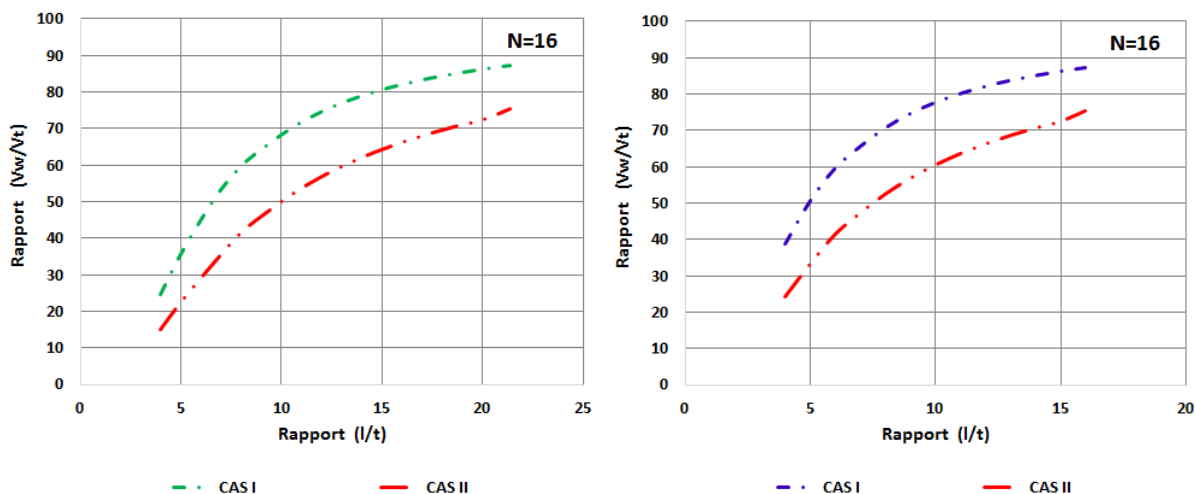


(e) Bâtiment à N=21 étages

Figure 3.37 : Variation de la contrainte normale en fonction du rapport (l/t).

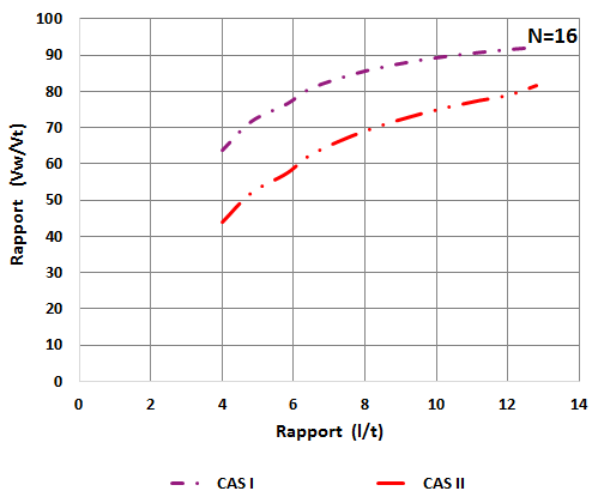
Voiles épaisseurs 25 cm

La variation de l'effort tranchant à la base des voiles de contreventement, V_w , en comparaison avec l'effort tranchant total, V_t , présente pour la même épaisseur et le même rapport (l/t) des valeurs identiques pour tous les bâtiments que ce soit dans le cas I ou le cas II. On peut voir sur la Figure 3.38 la variation du rapport V_w/V_t pour le cas I et le cas II d'un bâtiment de 16 étages et pour les trois différentes épaisseurs.



(a) Voile avec épaisseur 15 cm

(b) Voile avec épaisseur 20 cm



(e) Voile avec épaisseur 25 cm

Figure 3.38 : Variation du rapport de l'effort tranchant dans les voiles à l'effort tranchant total pour différentes épaisseurs des voiles

Les valeurs obtenues dans le cas II sont plus faibles que celles du cas I. Néanmoins, la comparaison de ces valeurs pour les deux cas montre que celles-ci restent très proches quel que soit la valeur de (l/t) . Ceci est illustré sur le Tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Variation du rapport (V_w/V_t) en fonction du rapport (l/t) (cas I et Cas II)

Cas	l/t	V_w/V_t			l/t	V_w/V_t		
		t_{20}/t_{15}	t_{25}/t_{15}	t_{25}/t_{20}		t_{20}/t_{15}	t_{25}/t_{15}	t_{25}/t_{20}
I	4	1.59	2.61	1.78	12	1.10	1.22	1.18
II		1.59	2.84	1.64		1.15	1.37	1.11

II.3 DISCUSSION DES RESULTATS

La première constatation faite de cette analyse est que pour les voiles en forme de L sans poteau incorporé (cas I), le point de concentration des contraintes de cisaillement maximale à la base des bâtiments se trouve juste à l'intersection des deux ailes de chaque voile (point B).

L'étude de la variation de la contrainte de cisaillement pour ce type de voiles en fonction du rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile (l/t) a montré que pour un certain nombre de bâtiments l'augmentation de la longueur de l'aile (l) peut augmenter la valeur de la contrainte de cisaillement, et au-delà d'une certaine longueur la contrainte commencera à diminuer.

Nous suggérons que pour les voiles d'une épaisseur de 15 cm, dorénavant, il faudrait dimensionner ce type de voiles en prenant une longueur de l'aile plus grande de 10 fois que l'épaisseur, soit $l > 10t$. Pour les voiles de 20 cm et 25 cm cette valeur devra être, respectivement, de 7 et 5. Bien entendu cette constatation devrait être confirmée dans le futur par une série d'essais expérimentaux.

La contrainte normale due au moment fléchissant dans ce type de voiles, présente par contre une contrainte maximale au niveau de chaque bout de l'aile (point A).

Contrairement à la contrainte de cisaillement, la contrainte normale dans la majorité des cas de bâtiments diminue de façon permanente avec l'augmentation du rapport (l/t), quel que soit la hauteur de ces bâtiments ou l'épaisseur de leurs voiles.

L'étude de la variation de la contrainte de cisaillement maximale et de la contrainte normale maximale en fonction de l'augmentation du rapport (h/l) laisse présager que ce type de voiles a un comportement de voiles courts, donc dont la fissuration serait par cisaillement, jusqu'à ce qu'on atteigne respectivement pour les voiles de 15 cm, 20 cm et 25 cm des valeurs de ce rapport de 2.00, 2.40 et 2.50, pour avoir un comportement en flexion.

La contrainte normale au niveau de l'intersection des deux ailes (point B) présente des valeurs plus faibles que celles obtenues à l'extrémité de chaque aile (point A), néanmoins elles présentent tout de même des valeurs assez grandes et un comportement similaire à celui au point A.

Une autre constatation a été faite, relativement à la variation de l'effort tranchant à la base dans les voiles en comparaison avec l'effort tranchant total de l'étage. Il s'est avéré que pour la même épaisseur des voiles, quel que soit le nombre d'étages cette variation est identique, par contre elle n'est pas la même quand on passe d'une épaisseur de voiles à un autre.

L'étude de la variation de la contrainte de cisaillement maximale dans le cas de voiles en forme de L avec poteau incorporé (cas II), a montré que l'existence de ce poteau a fait en sorte que le point de concentration se déplace à l'interface poteau-aile du voile.

Les contraintes de cisaillement maximales dans les voiles ont été réduites avec des rapports moyens, contrainte pour cas I sur contrainte cas II, pour des épaisseurs de voiles de 15 cm, 20 cm et 25 cm, respectivement, de 9.48, 9.22 et 4.99. Donc le fait de rajouter un poteau au niveau de l'intersection des deux ailes a fait en sorte que les contraintes de cisaillement deviennent très faibles et ne sont plus considérées comme dangereuses pour la structure.

Les valeurs des contraintes normales maximales obtenues pour le cas II restent très proches de celles obtenues pour le cas I localisées au niveau de l'extrémité de chaque aile (point A). Par contre, pour les cas étudiés, les contraintes obtenues au point B sont très faibles et ne méritent pas d'être considérées.

La variation de l'effort tranchant à la base des voiles de contreventement en comparaison avec l'effort tranchant total de l'étage dans le cas II reste identique à celui du cas I sauf que la participation des voiles est un peu réduite.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de cette recherche est l'étude du comportement des voiles en béton armé en forme de "L" sous un chargement sismique quand ces derniers sont positionnés au niveau des angles du bâtiment.

L'étude du comportement des voiles en forme de L, n'a pas été suffisamment traitée dans le monde, nous avons recensés seulement quatre études qui ont porté sur ce type de voiles, et chacune a traité de paramètres différents. Il est clair des études antérieures que les premières fissures qui apparaissent lors du chargement de ce type de voiles sont horizontales et dues à la flexion, puis commencent à s'incliner montrant l'initiation d'un phénomène flexion-cisaillement. Ces contraintes se concentrent surtout au bout de chaque aile et au coin d'intersection des deux ailes.

La différence de comportement entre les voiles élancés et les voiles courts semble exister même pour les voiles en "L". Il est très important de vérifier, dans d'autres travaux de recherche, si le rapport $h/l = 2$ représente toujours la limite entre ces deux types de voiles.

De ces constatations bibliographiques, nous avons mené des investigations numériques approfondies pour élucider les aspects suivants :

- La définition du point de concentration des contraintes de cisaillement dans le voile à la base du bâtiment.
- L'étude de l'influence de la variation du rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile sur l'augmentation ou la diminution de la contrainte de cisaillement maximale.
- La définition des points de concentration des contraintes normales dans le voile à la base du bâtiment.
- L'étude de l'influence de la variation du rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile sur l'augmentation ou la diminution de la contrainte normale maximale.
- L'étude de l'influence de l'incorporation d'un poteau à l'intersection des deux ailes du voile sur les points de concentration des contraintes, sur les contraintes de cisaillement maximales et sur les contraintes normales maximales.
- La vérification du rapport (h/l) du passage d'un comportement de voile court en voile élancé.

Les résultats obtenus dans cette recherche, nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

1. La contrainte maximale de cisaillement dans un voile en L sans poteau incorporé, est toujours observée au niveau de l'angle droit formé par l'intersection des deux ailes de ce voile.
2. L'étude de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du rapport longueur de l'aile sur épaisseur du voile (l/t) a montré que pour un certain nombre de bâtiments l'augmentation de la longueur de l'aile (l) peut augmenter la valeur de la contrainte de cisaillement, et au-delà d'une certaine longueur la contrainte commencera à diminuer. Nous suggérons que pour les voiles d'une épaisseur de 15 cm, dorénavant, il faudrait dimensionner ce type de voiles en prenant une longueur de l'aile plus grande 10 fois que l'épaisseur, $l > 10t$. Pour les voiles de 20 cm et 25 cm cette valeur devra être, respectivement, de 7 et 5. Néanmoins, cette constatation devrait être prise en considération dans la conception que provisoirement, le temps d'être confirmée dans le futur par une série d'essais expérimentaux.
3. La contrainte normale maximale, par contre, est concentrée au niveau de chaque bout de voile. Néanmoins nous remarquons une concentration d'une contrainte normale qui est plus faible que la contrainte maximale, mais qui reste quand même importante au niveau de l'angle droit formé par l'intersection des deux ailes de ce voile. Ce fait explique peut-être la constatation par certaines études que c'est au niveau de ces deux points que la fissuration par flexion est observée et qui sera suivie par un flambement des armatures provoquant ainsi un éclatement du béton dans ces deux zones.
4. Contrairement à la contrainte de cisaillement, la contrainte normale au niveau des deux points étudiés pour les petits rapports (l/t) ne présente aucune augmentation, bien au contraire, elle diminue avec l'augmentation de ce rapport quel que soit la hauteur des bâtiments et l'épaisseur de leurs voiles.
5. L'incorporation de poteau dans l'angle formé par les deux ailes du voile, a fait en sorte que le point de concentration de la contrainte de cisaillement maximale s'est déplacé vers l'interface poteau-aile du voile. De plus, malgré la concentration des contraintes maximales au tour de cette zone, en général celles ci sont plus réparties sur presque la totalité de la surface du voile.
6. Les contraintes de cisaillement sont maximales, néanmoins elles sont devenues très faibles en comparaison avec celles du voile sans poteau. En incorporant le poteau les contraintes du voile sans poteau ont été réduites de plus de neuf fois pour les voiles de 15 cm et 20 cm, et de près de cinq fois pour le voile de 25 cm. Nous préconisons, donc,

pour les voiles très sollicités d'incorporer des poteaux au niveau des angles pour réduire l'effet du cisaillement.

7. L'incorporation de poteau dans l'angle formé par les deux ailes du voile, n'a nullement modifié les valeurs des contraintes normales maximales au niveau des bouts de chaque aile du voile. Les contraintes ont des valeurs très proches prouvant que si l'ajout d'un poteau a réduit les contraintes de cisaillement ce dernier n'a aucun effet sur le comportement sous la flexion de ce type de voile.
8. L'étude de la variation des deux contraintes maximales, celle de cisaillement et celle normale, nous laisse supposer que ce type de voile sans poteau a un comportement de voile court jusqu'à ce qu'on atteigne respectivement pour les voiles de 15 cm, 20 cm et 25 cm des valeurs respectives du rapport (h/l) de 2.00, 2.40 et 2.50, pour que le comportement change et devient flexionnel.

Afin, de compléter cette étude et de cerner les différents comportements, nous recommandons donc, éventuellement pour des travaux futurs, d'aborder les points suivants :

- ❖ Confirmer les présents résultats numériques auxquels on a abouti par une série d'essais expérimentaux. Ces essais devront surtout prendre des voiles avec des rapports (l/t) dont les valeurs seront inférieures et supérieures à celle du pic définit pour chaque épaisseur de voile. Ces essais permettront de confirmer la réduction de la contrainte de cisaillement au-delà de ce pic et en même temps peut être le comportement en voile type court.
- ❖ Les voiles considérés ont été pris avec ailes égales, il faudrait faire la même étude avec des voiles à ailes inégales pour connaître leur comportement.
- ❖ La configuration de la structure étudiée a été prise de sorte d'éliminer l'effet de la torsion, il faudrait prendre une structure avec des voiles en forme de « L » présentant une excentricité en plan, pour étudier l'effet de la torsion sur le comportement de ce type de voile.
- ❖ Sur la base de l'étude expérimentale qui sera entreprise et sur la base des résultats obtenus, surtout ceux relatifs à la fissuration de ce type de voile, revoir les conditions et dispositions du ferrailage stipulés dans les Règles Parasismique Algériennes (RPA 99/Ver 2003) et peut être en proposer d'autres.
- ❖ Un flambement du ferrailage des bouts des ailes du voile en « L » a été observé lors des études citées dans la bibliographie. Une étude du recouvrement des armatures dans cette zone devrait être entamée.

- ❖ On remarqué qu'à la base des voiles en forme de « L », les constructeurs ont tendance à réaliser des fondations ayant elles aussi une forme en L. Nous pensons que ces fondations pourront elles aussi lors de l'excitation sismique subir une rotation. Ce fait devrait être vérifié par une étude.
- ❖ L'Etude effectuée peut être complétée par une étude de l'influence de la catégorie du site sur le comportement sismique des bâtiments contreventés par des voiles en L via la méthode modale spectrale avec les spectres de réponse réglementaires (RPA99) comme pour cette étude, mais aussi avec ceux de l'EC8, surtout que cette étude traitera les bâtiments courts (4 étages) et les bâtiments élevés (21 étages). L'utilisation des spectres de réponse de l'EC8 se justifie par le fait que les catégories de sites prévues par ce règlement sont sensiblement comparables aux sites réglementaires classés par le RPA99 en termes de valeurs de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les différentes couches. D'autre part, l'EC8 prévoit des coefficients de sites pour chaque catégorie de sol pour y tenir compte de l'amplification sismique due à l'existence de contraste d'impédance sismique entre l'assise rocheuse et les couches de sol qui le surmontent, ce qui offre une bonne base de comparaison avec les résultats obtenus car les spectres de réponse réglementaires ne renferment pas la notion de facteur de site vu que le RPA99 fournit des accélérations de zonage estimées au rocher.
- ❖ L'influence de la catégorie de site devrait être aussi envisagée via une analyse sismique par accélérogrammes dans le cas linéaire et non linéaire par utilisation de logiciel tel que « ANSYS ». Cette étude sera précédée par une modélisation des couches de sol surmontant l'assise rocheuse par une fonction d'amplification tenant compte des fluctuations du mouvement sismique entre le rocher et la surface du sol. Les accélérogrammes utilisés seront judicieusement choisis afin de tenir compte de l'effet de distance qui rend compte indirectement de la variation de leurs contenus fréquentiels et leur influence capitale sur les bâtiments sollicités.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **G.G. PENELIS & A.J. KAPPOS.** "Earthquake-resistant concrete structures",1997
London: Spon (Chapman & Hall)
- [2] **H. OUSALEM AND H. BECHTOULA**, "Report on the damage investigation and post-seismic campaign of the 2003 Zemmouri earthquake in Algeria", a full report of 138 pages concerning the earthquake that shook the north part of Algeria with a magnitude of 6.8, published by the ERI, the University of Tokyo and produced by Ohbunsha Press, August 2003, Japan.
- [3] **M. SAKASHITA, H. BECHTOULA, S. KONO, H. TANAKA AND F. WATANABE**, "A study on the seismic force resisting mechanism of a multi-story shear wall system considering the interaction between wall, slab, foundation beam, and pile elements", the 13 world conference on earthquake engineering 13WCEE, Vancouver, BC, Canada, August 1-6, 2004, Paper ID 3482, papers published in a CD.
- [4] **H. BECHTOULA AND H. OUSALEM**, "The 21 May Zemmouri, Algeria, Earthquake: Damage and Disaster Response", the Journal of Advanced Concrete Technology, ACT, 2005, Vol. 3, No. 1, pp.161-174, ISSN 1346-8014.
- [5] **H. OUSALEM AND H. BECHTOULA**, "Inventory Survey of the 2003 Zemmouri, Algeria, Earthquake: Case Study of Dergana City", Journal of Advanced Concrete Technology, ACT, 2005, Vol. 3, No. 1, pp.175-183, ISSN 1346-8014.
- [6] **R. TALEB, H. BECHTOULA, M. SAKASHITA, N. BOURAHLA AND S. KONO** "Investigation of the Shear Behaviour of Multi-Story Reinforced Concrete Walls with Eccentric Openings" Journal of Computer and Concrete, CAC, 2012, Vol. 10, No. 4, pp. 343-359, ISSN 1598-8198.
- [7] **T .PAULAY, MJN .PRIESTLEY, AJ .SYNGE.** "Ductility in earthquake resisting squat shear walls". CI J Proc 1982;79(4):257–69.
- [8] **M. HASSAN, S .EL-TAWIL.** "Tension flange effect width in reinforced concrete shear walls". ACI Struct J 2003;100(3):349–56.
- [9] **K .PILAKOUTAS, A .ELNASHAI.** "Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part i: experimental results". ACI Struct J 1995;92(3):271–81.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [10] **AS .ELNASHAI, K .PILAKOUTAS, NN .AMBRASEYS.** “Experimental behavior of reinforced concrete walls under earthquake loading”. *Earthq Eng Struct Dyn* 1990;19:389–407.
- [11] **D PALERMO, FJ VECCHIO.** “Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls”. *ACI Struct J* 2002;99(1):81–9.
- [12] **JH .THOMSEN, JW .WALLACE.** “Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: experimental studies of walls with rectangular and t-shaped cross sections”. Rep. No.CU/CEE-95/06. Potsdam, NY: Department and Civil and Environmental Engineering, Clarkson University; 1995.
- [13] **R .BLAKELEY, R.C .COONEY, AND L.M. MEGGET.** “Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures”. (1975) *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 8;4.
- [14] **ID.LEFAS, M.D. KOTSOVOS, N.N. AMBRASEYS** “Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics, and failure mechanism”. *ACI Struct J* 1990;87(1):23–31
- [15] **SHARON. S.L** “Shear strength of low-rise reinforced concrete walls”. *ACI Struct J*;87(1):99–107.
- [16] **LEFAS, I.D., KOTSOVOS M.D. AND AMBRASEYS, N.N.** “ Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals”. *ACI Struct J* 1990;87(6):716–26.
- [17] **EBEHARD, M.O. AND SOZEN, M.A.** “Behavior-based method to determine design shear in earthquake-resistant walls”. *Journal of Structural Engineering* 1993: 119;2.
- [18] **PILAKOUTAS, K. AND ELNASHAI, A.** “Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part i: experimental results”. *ACI Struct J* 1995;92(3):271–281.
- [19] **THOMSEN, J.H. AND WALLACE, J.W.** “Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: experimental studies of walls with rectangular and t-shaped cross sections”. Rep. No.CU/CEE-95/06. Potsdam, NY: Department and Civil and Environmental Engineering, Clarkson University; (1995).
- [20] **SITTIPUNT, C. AND WOOD, S.L.** (1995). Influence of web reinforcement on cyclic response of structural walls. *ACI Struct J* 1995;92(6):745–56.
- [21] **ZHANG, Y. et WANG, Z.** (2000). Seismic behavior of reinforced concrete shear walls subjected to high axial loading. *ACI Struct J* 2000;97(5):739–50.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [22] **RIVA, P. et FRANCHI, A.** (2001). Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading. *ACI Struct J* 2001;98(3):324–34.
- [23] **PALERMO, D. et VECCHIO, F.J.** (2002). Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls. *ACI Struct J* 2002;99(1):81–9.
- [24] **ADEBAR, P. et IBRAHIM, A.M.M.** (2002). Simple non-linear flexural stiffness model for concrete shear walls. *Earthquake Spectra, EERI* 18;3.
- [25] **HASSAN, M. et EL-TAWIL, S.** (2003). Tension flange effect width in reinforced concrete shear walls. *ACI Struct J* 2003;100(3):349–56.
- [26] **WATKINS, T.W.** (2004). Seismic demand in high-rise concrete walls PhD Thesis The University British Columbia
- [27] **XUAN HUY Nguyen** (2006). Vulnérabilité des structures en B.A à voiles porteurs : Expérimentation et modélisation. Thèse de Doctorat de l'INP Grenoble.
- [28] **MAFFEI, J. et YUEN, N.** (2007). Seismic Performance and Design Requirements for High-Rise Building. *Structure Magazine* , April: 28-32
- [29] **FOURE, B.** « Prise en compte du comportement du béton-cas particulier des voiles plans en béton armé », en *Génie parasismique*, Presses de l'ENPC, 1985, pp. 605-616.
- [30] **PAULAY, T., et PRIESTLEY, M. J. N.** « Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings », New York: Willey & Sons, 1992, 744 p.
- [31] **PAULAY, T** « The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance », *Earthquake spectra*, 1986, Vol 2, N° 4, pp.783-823.
- [32] **EUROCODE 8** «Structures in seismic regions, Design, Part 1, General and Building», Report EUR 12266 EN, Bruxelles : Office for official publications of the European communities, 1988, 327 p.
- [33] **HOSAKA, G., FUNAKI, H., HOSOYA, H. et IMAI, H.**” Experimental study on structural performance of RC shear wall with L-shaped section”. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [34] **INADA, K., CHOSA, K., SATO, H., KONO, S. et WATANABE, F.** “Seismic performance of RC L-shaped core structural walls”. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [35] **INADA, K.** “Horizontal force of resistance mechanism in RC core wall structure ; Study on the model” Master thesis Department of Urban and Environmental Engineering, Graduate School of Engineering, Kyoto University (In Japanese) (2008).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [36] **WEI, LI et QING-NING, LI.** “Seismic performance of L-shaped RC shear wall subjected to cyclic loading” *Struct. Design Tall Spec. Build.* **21**, 855–866 (2012) Published online 1 December 2010 in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/tal.645.
- [37] **KARAMLOU, A. et ZAMAN KABIR, M.** “Experimental study of L-shaped slender R-ICF shear walls under cyclic lateral loading”. *Engineering structures* 36 (2012) :134-146.
- [38] **PALERMO, D et VECCHIO, F.J** “Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Shear Walls” *ACI Struct J* V. 99, No. 1, January-February 2002.:81–89.
- [39] **ILE, N** “Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l’expérimentation et de la modélisation a la conception » Thèse Doctorat INSA Lyon Décembre 2000.
- [40] **BAYER, K, DAZIO, et M.J.N.PRIESTLEY** “Shear Deformations of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading” *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2, March-April 2011: 167-177.
- [41] **CONSTANTIN, R. et BEYER, K** “quasi-static cyclic tests on u-shaped reinforced concrete walls subjected to diagonal loading” *Second European Conference of Earthquake Engineering*, Istanbul Août 25-29, 2014.
- [41] “REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99/VERSION 2003”.