



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil



N° D'ORDRE : D-LMD...../2019

**THESE PRESENTEE POUR L'OBTENTION DU  
DIPLOME DE DOCTORAT LMD  
SPECIALITE : GENIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES ET TRANSPORT  
PAR**

**BAHAR SADEK**

Analyse de l'influence de la déformabilité des diaphragmes  
horizontaux dans leur plan sur la distribution des charges  
sismiques aux éléments de contreventement

Date de soutenance : 05 / 12 / 2019 à 11H00

Devant la commission de jury composé de :

Président :	Sidi M <sup>ed</sup> BOURDIM	MCA	U.M.A.B de Mostaganem
Examineurs :	Bachir NASSER	Professeur	U.S.T.O-MB d'Oran
	Taieb BRANCI	Professeur	U.Hassiba.Ben.Bouali,Chlef
Directeur de thèse :	Abdelkader BENANANE	Professeur	U.M.A.B de Mostaganem

**ANNÉE UNIVERSITAIRE : 2019/2020**

***Citation :***

*« Pour être valable toute théorie, quelle qu'elle soit, doit être confirmée, tant dans ses hypothèses que dans ses conséquences, par les données de l'observation »*

*Maurice Allais*

*Prix Nobel d'Économie*

## DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail ;*

*À mon père ;*

*À ma mère ;*

*À mes sœurs et mes frères ;*

*À la mémoire de monsieur elghzal Mezzoudj que dieu ait son âme dans son vaste paradis ;*

*À mes amis, mes proches et à toute personne ayant collaboré à ce travail.*

## REMERCIEMENTS

Je remercie ALLAH le Tout Puissant, qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études en post graduation.

Je voudrais remercier tout particulièrement Professeur Abdelkader BENANANE qui m'a dirigé tout au long de ces six années de thèse. Il a toujours été disponible, à l'écoute de mes nombreuses questions, et s'est toujours intéressé à l'avancée de mes travaux. Sa capacité d'analyse et son enthousiasme m'ont montré que le monde de la recherche pouvait être un univers passionnant. Enfin, ses nombreuses relectures et corrections de cette thèse ont été très appréciables. Cette thèse lui doit beaucoup. Pour tout cela merci.

Mes sincères et chaleureux remerciements s'adressent à mon co-directeur de thèse, Professeur, Abdeljalil BELARBI, pour la confiance qu'il m'a accordée en acceptant de co-encadrer ce travail de thèse. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, m'ont permis de mener à bien ce travail ; qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Je remercie également le président M. Sidi Mohammed BOURDIM et les membres de jury ; M. Bachir NASSER et M. Taieb BRANCI d'avoir accepté mon travail.

Ma profonde reconnaissance va aussi à M. Fouad KEHILA, chercheur au sein du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) pour sa disponibilité, ses précieux conseils et aussi pour l'aide.

Mes vifs remerciements s'adressent à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation, du primaire à l'université.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mes amis pour leur soutien moral, combien précieux en particulier dans les moments les plus difficiles et aussi pour les encouragements incessants qu'ils m'ont témoignés tout au long de ce travail, soucieux de le voir achevé, sans omettre toutes les personnes que je n'ai pu citer et qui m'ont témoigné aide et soutien moral ; de près ou de loin ; à ceux-là, j'adresse également mes sincères remerciements.

Enfin, un grand merci à ma famille et à mes proches pour leur soutien et leur encouragement.

## RESUME

En général, la structure d'un bâtiment peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes verticaux liés par des diaphragmes horizontaux. L'analyse de la structure est plus rapide si les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides.

Les logiciels d'analyse des structures, supposent un diaphragme rigide pour la modélisation des planchers. La rigidité de flexion du plancher est généralement ignorée dans l'analyse. Cette hypothèse peut être raisonnable pour l'analyse de certains types de structures. Cependant, les planchers peuvent avoir une influence significative sur la réponse latérale des structures. Si la rigidité de flexion des planchers est totalement ignorée, la rigidité latérale peut être sensiblement sous-estimée. En réalité, et afin d'inclure la rigidité de flexion des planchers, la dalle doit être modélisée avec des éléments finis de type « Plaque ».

Cette thèse porte sur l'analyse de l'effet du diaphragme sur les structures et l'influence des paramètres sur la rigidité des diaphragmes. Les logiciels basés sur les éléments finis SAP et ETABS sont utilisés pour cette modélisation. Les résultats obtenus tels que les réponses sismiques des structures, les déplacements et les efforts tranchants montrent la différence entre les types de diaphragmes pris comme hypothèse pour modéliser les planchers.

**Mots clés** : diaphragme, plancher rigide, plancher flexible, rigidité de flexion des planchers.

## **ABSTRACT**

In general, the structure of a building can be regarded as composed of several vertical systems bounded by horizontal diaphragms. The analysis of the structure is faster if the diaphragms were assumed as rigid.

The software analysis of the structures, assumes a rigid diaphragm for the modelling of floor slab. The flexural rigidity of the floor is generally ignored in the analysis. This assumption can be reasonable for the analysis of some types of structure. However, the floor can have a significant influence on the lateral response of the structures, if the flexural rigidity of the floor slab is completely ignored, and lateral rigidity can be appreciably underestimated. Actually, and in order to include the rigidity of inflection of the floor, the slab must be modelled with plate finite elements.

This thesis relates the effect of diaphragm assumption in the analysis structures and the influence of some parameters on the rigidity of the diaphragms. The finite elements software SAP and ETABS are used for this modelling. The results obtained such as the seismic response of the structures as well as displacements, the periods of vibrations and the shear forces show the difference of assumed type of diaphragm floor.

**Key words:** diaphragm, rigid floor, flexible floor, flexural rigidity of the floor slab.

## ملخص

بشكل عام، يمكن اعتبار هيكل المبنى على أنه يتكون من عدة أنظمة عمودية متصلة بأغشية أفقية. يكون تحليل الهيكل أسرع إذا اعتبرنا الديفراقم صلب

خلال عملية برمجة المنشآت الهيكلية يفترض تصميم الديفراقم على انها صلبة. عموماً يتم تجاهل صلابة الانحناء في التحليل

قد يكون هذا الافتراض معقولاً لتحليل أنواع معينة من الهياكل. ومع ذلك، يمكن أن يكون للديفراقم تأثير كبير على الاستجابة الجانبية للهياكل

إذا تم تجاهل صلابة الانحناء الديفراقات بالكامل، فيمكن التقليل من الصلابة الجانبية. في الواقع، ومن أجل تضمين صلابة الانحناء للديفراقات، يجب أن تصمم البلاطة بعناصر محدودة "من نوع" اللوحة

هذه الرسالة تتناول تحليل تأثير الديفراقم على الهياكل وتأثير المعاملات على صلابة الديفراقم. ، لنمذجة العناصر. اظهرت النتائج التي تم الحصول عليها باستخدام برنامج ETABS و SAP مثل الاستجابات الزلزالية للهياكل وقوى القص في أنظمة عمودية ، فرق بين أنواع الديفراقم و تصمم الأرضيات

الكلمات المفتاحية: غشاء، الديفراقم صلبة، الديفراقم مرنة، ثني الديفراقم

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Condition de flexibilité des diaphragmes pour les différents codes parasismiques .....	28
Tableau 2: Propriétés mécaniques des matériaux .....	62
Tableau 3: Différents paramètres étudiés.....	65
Tableau 4: Sections des éléments structuraux.....	66
Tableau 5: Différents paramètres étudiés.....	77
Tableau 6: Sections des éléments structuraux.....	78
Tableau 7: Différents paramètres étudiés.....	86
Tableau 8: Pente de la droite de régression.....	90

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE 2

Figure 2.1 : Classification des dalles par leur système porteur.....	4
Figure 2.2 : Classification des dalles par comportement mécanique unidirectionnel ou bidirectionnel.....	6
Figure 2.3: Dalle avec grandes traversées accolées à un voile.....	7
Figure 2.4: Dalle souple appuyée sur des voiles. ....	8
Figure 2.5: Chaînage (remontant) l'effort à la base d'un voile situé au-dessus du plancher. ....	9
Figure 2.6: Treillis plan à trois bielles. ....	10
Figure 2.7: Transfert des forces horizontales. ....	10
Figure 2.8: Fonctionnement « en poutre » .....	12
Figure 2.9: Fonctionnement « en double console » .....	12
Figure 2.10: Fonctionnement « en voûte de décharge » .....	13
Figure 2.11: Dispositions des chaînages .....	14
Figure 2.12: Exemples de planchers diaphragmes .....	14
Figure 2.13: Comportement du diaphragme. ....	16
Figure 2.14: Transmission des charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical .....	17
Figure 2.15: Influence de la forme des diaphragmes sur leur rigidité.....	18

Figure 2.16: Influence du ratio longueur sur largeur des planchers sur leur rigidité .....	18
Figure 2.17: Concentration des contraintes dans les angles rentrants.....	18
Figure 2.18: Influence de l'épaisseur des planchers sur leur rigidité.....	19
Figure 2.19: Assemblage adéquat entre le plancher et les éléments verticaux. ....	20
Figure 2.20: Dalle en éléments préfabriqués peut assurer la fonction d'un diaphragme rigide. ....	20
Figure 2.21: Influence de l'importance des ouvertures dans les planchers.....	21
Figure 2.22: Influence du rapport de rigidité voiles/plancher. ....	22
Figure 2.23: Exemple de calcul du numérateur et dénominateur, Rapport UBC 1997.....	24
Figure 2.24: Diaphragme flexible. ....	24
Figure 2.25: Tablier de plancher en acier Diaphragmes-chemises en contreplaqué.....	25
Figure 2.26: Comparaison entre diaphragmes rigide et flexible .....	25
Figure 2.27: Flexibilité de Diaphragme .....	27
Figure 2.28: Schéma explicatif .....	29

### CHAPITRE 3

Figure 3.1: Réduction du nombre de DDL.....	32
Figure 3.2: Exemples de diaphragmes qui ne sont pas appropriés à modéliser comme diaphragmes rigides .....	34
Figure 3.3: Diaphragmes rigides indépendants liés par des éléments flexibles.....	35
Figure 3.4: Exemple de transfert des forces au travers le diaphragme .....	35
Figure 3.5: Élément tridimensionnel.....	36
Figure 3.6: Élément plaque rectangulaire .....	37
Figure 3.7: Nœud maître – Nœud esclave.....	38
Figure 3.8: Les déformations dans le plan du plancher .....	39
Figure 3.9: Rotation du plancher.....	39
Figure 3.10: Réduction de degrés de liberté pour le diaphragme de plancher avec rigidité significative dans son plan. ....	40
Figure 3.11: Déplacements de translation et de rotation pour un diaphragme rigide .....	41
Figure 3.12: Analogie diaphragme/poutre .....	42
Figure 3.13: Distribution des forces latérales (diaphragme rigide).....	43

Figure 3.14: Distribution des forces latérales (diaphragme semi-rigide).....	43
Figure 3.15: Distribution des forces latérales (diaphragme flexible).....	44
Figure 3.16: Différents types de contreventement .....	49
Figure 3.17: Relation liant l'effort appliqué, la raideur et le déplacement .....	50
Figure 3.18: Contreventement par deux voiles parallèles et modèle correspondant.....	51
Figure 3.19: Contreventement par deux voiles parallèles dont un est un U symétrique... 51	
Figure 3.20: Contreventement par n voiles parallèles.....	52
Figure 3.21: Contreventement isostatique et efforts dans les voiles .....	52
Figure 3.22: Repérage d'un voile, des axes principaux d'inertie et du chargement .....	54
Figure 3.23: Définition des résultantes p et q .....	54
Figure 3.24: Définition des repères liés au voile.....	54
Figure 3.25: Définition d'un voile i par rapport au centre de torsion c .....	54
Figure 3.26: Répartition des forces horizontales dans le voile. ....	60

## CHAPITRE 4

Figure 4.1: diaphragme rigide .....	61
Figure 4.2: diaphragme flexible .....	61
Figure 4.3: Vue en plan - Structure en modèle 1 .....	63
Figure 4.4: Disposition des voiles .....	64
Figure 4.5: la disposition des ouvertures.....	64
Figure 4.6: Distribution normale des résidus .....	68
Figure 4.7: Distribution Hétéroscédasticité des résidus .....	69
Figure 4.8: Distribution Auto corrélation des résidus .....	69
Figure 4.9: Discontinuités dans la distribution des résidus.....	70
Figure 4.10: courbe d'erreur .....	71
Figure 4.11: Variation de l'erreur en fonction de la taille d'ouverture (dalle pleine).....	72
Figure 4.12: variation de l'erreur en fonction de la taille d'ouverture (corps creux).....	73
Figure 4.13: Classification des diaphragmes (dalle pleine) .....	74
Figure 4.14: Classification des diaphragmes (corps creux) .....	75
Figure 4.15: Erreur dans les éléments de contreventement de bâtiment B-M-P2-3 .....	75
Figure 4.16: Forme du plancher .....	77

Figure 4.17: courbes d'erreur .....	79
Figure 4.18: Variation de l'erreur d'effort tranchant en fonction du nombre d'étages .....	80
Figure 4.19: variation de l'erreur d'effort tranchant en fonction de la hauteur d'étage .....	81
Figure 4.20: Variation de l'erreur d'effort tranchant en fonction de l'épaisseur des voiles .....	82
Figure 4.21: Forme du plancher .....	84
Figure 4.22: Disposition des voiles .....	85
Figure 4.23: Disposition des ouvertures.....	85
Figure 4.24: courbe d'erreur d'effort tranchant .....	87
Figure 4.25: Courbe d'erreur d'effort tranchant.....	89
Figure 4.26: Erreur effort tranchant des voiles en fonction de la taille d'ouverture située dans le milieu du plancher ( $L/B=2$ ) .....	90
Figure 4.27: Classification des diaphragmes selon ASCE.....	91
Figure 4.28: Répartition de l'effort horizontal dans les éléments de contreventement (l'ouverture étant située au milieu du plancher) .....	93
Figure 4.29: Répartition de l'effort horizontal dans les éléments de contreventement (l'ouverture étant située au coin du plancher).....	94
Figure 4.30: Erreur entre la méthode du centre de torsion et la méthode des éléments finis (position P3).....	95
Figure 4.31: Répartition de l'effort horizontal dans les éléments de contreventement (l'ouverture étant située au coin du plancher).....	96
Figure 4.32: Courbe Pushover pour un système à PDDL .....	97
Figure 4.33: Courbe de capacité.....	98
Figure 4.34: Relation Moment-Rotation .....	99
Figure 4.35: Positionnement des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres.....	100
Figure 4.36: Loi de comportement des rotules plastiques.....	100
Figure 4.37: Modélisation du voile par un élément poteau-poutre équivalent. ....	101
Figure 4.38: Courbes de contrainte-déformation .....	102
Figure 4.39: Courbes de capacité pour les bâtiments modalisés avec un diaphragme flexible.....	104
Figure 4.40: Variation de déplacement de la structure au point de performance .....	106

## LISTE DES SYMBOLES

$\delta_1, \delta_2$	Déformations dans le plan du plancher
$\Phi$	Rotation du plancher
$U_X$	Déplacement dans la direction X au nœud correspondant
$U_Y$	Déplacement dans la direction Y au nœud correspondant
$U_Z$	Déplacement dans la direction Z au nœud correspondant
$R_X$	Rotation de l'axe des abscisses au nœud correspondant
$R_Y$	Rotation de l'axe des ordonnées au nœud correspondant
$R_Z$	Rotation de l'axe Z au nœud correspondant
$U_{Xm}$	Déplacement dans la direction X du nœud maître
$U_{Ym}$	Déplacement dans la direction Y du nœud maître
$R_{Zm}$	Rotation dans l'axe Z au nœud maître
$U_{Xs}$	Déplacement dans la direction X du nœud esclave
$U_{Ys}$	Déplacement dans la direction Y du nœud esclave
$R_{Zs}$	Rotation dans l'axe Z au nœud esclave
$C_a$	Coefficient sismique
$I$	Facteur d'importance
$i$	Indice identifiant le niveau au-dessus de la base
$n$	Niveau d'étage
$w$	Poids total du bâtiment
$F_i$	Force Latérale appliquée au niveau i
$F_t$	Partie de l'effort tranchant à la base
$W_i$	valeur de w au niveau i
$W_{px}$	poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau x comprenant 25% des charges d'exploitation
$R$	Ductilité globale
$F_x$	Force latérale équivalente au niveau x
$h_x, h_i$	Hauteur depuis la base jusqu' au niveau x ou i
$w_x, w_i$	Répartition du poids du bâtiment au niveau x ou i
$V$	Effort tranchant à la base
$F_{px}$	La force du diaphragme au niveau x
$W_{pk}$	Le poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k

$V_{px}$	Répartition de la charge sismique au niveau du diaphragme
$DDL$	Degré de liberté
$\Delta_T$	Déplacement Total
$\Delta_f$	Déplacement maximale du diaphragme
$\Delta_w$	Déplacement moyen d'étage au-dessous du diaphragme
$G$	Module de Cisaillement
$E$	Module de Young
$L$	Hauteur du voile
$D_w$	Largeur du voile
$t_w$	Epaisseur du voile
$\alpha$	Aire effective de cisaillement
$C_d(T_1)$	Coefficient d'action horizontale
$W_t$	Poids sismique de la structure
$C(T_1)$	Ordonnée du spectre élastique
$C_h(T_1)$	Facteur de la forme spectrale
$Z$	Facteur de risque Sismique
$R$	Période de retour
$N(T, D)$	Facteur proche de la faille
$S_p$	Facteur de performance de la structure
$\mu$	Facteur de ductilité structurale
$V$	Force sismique horizontale
$W_{étage}$	Poids de l'étage
$h_{étage}$	Hauteur de l'étage
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$\zeta$	Pourcentage d'amortissement critique
$Q$	Facteur de qualité
$T$	Période fondamentale
$P$	Chargement Appliqué
$\gamma$	Indice de flexibilité
$V_{wall i}$	la force appliquée dans le mur i
$F_{translation}$	la force fournie par la translation
$R_{torsion}$	la force fournie par la torsion

$F_s$	force de cisaillement à l'étage
$I_i$	le moment d'inertie
$e_i$	l'excentricité
$x_i$	la distance entre le mur $i$ et le centre de rigidité
$M_{rij}$	les moments de flexion du poteau au voile $i$ en cas de diaphragme rigide
$M_{fij}$	les moments de flexion du poteau au voile $i$ en cas de diaphragme flexible
$V_{rij}$	l'effort tranchant du poteau au voile $i$ en cas de diaphragme rigide
$V_{fij}$	l'effort tranchant du poteau au voile $i$ en cas de diaphragme flexible
$RJ$	rapport déformation dans le plan du diaphragme
$R_j$	le coefficient de détermination
$F_{\text{éléments finis}}$	la force calculée par le logiciel
$S_{\text{floor}}$	la surface totale du plancher
$F_{wf}$	la force dans le voile $i$ résultant d'hypothèse de diaphragme flexible
$F_{sf}$	la force sismique horizontale dans la direction X ou Y (selon la direction choisie)
$I_s$	l'inertie totale des éléments verticaux dans l'étage

## TABLE DES MATIÈRES

### CHAPITRE 1: INTRODUCTION GENERALE

1.1	Introduction .....	1
1.2	Problématique.....	2
1.3	L'objectif de cette étude .....	2
1.4	Plan du travail.....	3

### CHAPITRE 2: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1	Introduction .....	4
2.1.1	Conception des dalles.....	4
2.1.2	Classification des dalles .....	4
2.2	Fonctionnement des planchers de bâtiments .....	6
2.2.1	Influence des planchers sur le comportement global .....	7
2.2.2	Analyse des transferts d'efforts .....	8
2.3	Diaphragmes.....	14
2.3.1	Notion de diaphragme .....	14
2.3.2	Facteurs influant la rigidité des planchers dans leur plan .....	17
2.3.2.1	Forme du plancher .....	17
2.3.2.2	Type de matériau constituant le plancher .....	19
2.3.2.3	Epaisseur de la dalle .....	19
2.3.2.4	Efficacité de la solidarisation des éléments constituant le plancher.....	20
2.3.2.5	Importance des ouvertures.....	20
2.3.2.6	Rapport entre la rigidité du diaphragme et celle des éléments verticaux	21
2.3.3	Réglementation concernant les diaphragmes .....	22
2.3.3.1	UBC 1997 (Uniform Building Code).....	22
2.3.3.2	Vérification du diaphragme flexible UBC 1997 .....	23
2.3.3.3	ASCE (American Society of Civil Engineers) .....	24
2.3.3.4	IBC (International Building Code).....	26
2.3.3.5	Eurocode EC8.....	26
2.3.3.6	NZS 2004 (Code parasismique de la Nouvelle-Zélande).....	26
2.3.3.7	FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency).....	26

2.3.3.8	RPA 99 (Version 2003) Règlement Parasismique Algérienne.....	27
2.4	Déformation en plan des diaphragmes .....	29
2.4.1	Déplacement Flexionnel.....	29
2.4.2	Déplacement en cisaillement.....	30
2.5	Conclusion.....	30

### **CHAPITRE 3: MODELISATION DES DIAPHRAGMES**

3.1	Analyse d'effet de Diaphragme .....	31
3.2	Modélisation des diaphragmes .....	36
3.3	Hypothèse du diaphragme rigide.....	37
3.4	Distribution des forces latérales .....	41
3.4.1	Diaphragme rigide.....	42
3.4.2	Diaphragmes semi rigides ou semi flexibles.....	43
3.4.3	Diaphragme flexible.....	44
3.5	Conception des diaphragmes dans les codes parasismiques .....	44
3.5.1	UBC (Uniform Building Code).....	44
3.5.2	IBC2003 (International Building Code).....	45
3.5.3	ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers) .....	47
3.5.4	RPA 99 (Version 2003).....	47
3.5.5	NZS 2004 (Règlement Nouvelle-Zelande) .....	48
3.6	État de l'Art des méthodes de répartition des efforts horizontaux dans les structures en béton armé .....	48
3.6.1	Approche générale .....	49
3.6.1.1	Notion de rigidité.....	50
3.6.1.2	Forme générale des efforts dans les voiles .....	50
3.6.2	Structures constituées de deux voiles parallèles .....	50
3.6.3	Structure constituée de n voiles parallèles .....	51
3.6.4	Cas d'un contreventement isostatique.....	52
3.6.5	Méthode du centre de torsion .....	53
3.6.5.1	Principes généraux.....	53
3.6.5.2	Notations.....	53
3.6.6	Méthode de raideur : .....	56

3.6.6.1	Principes généraux.....	57
3.6.7	Méthode des surfaces tributaires.....	60

#### **CHAPITRE 4: EFFET DE L'INFLUENCE DES PLANCHERS SUR LA DISTRIBUTION DE LA CHARGE SISMIQUE**

4.1	Introduction .....	61
4.2	Les structures étudiées.....	61
4.2.1	Modèle 1.....	62
4.2.1.1	Les paramètres étudiés .....	63
4.2.1.2	Formule d'erreur.....	66
4.2.1.3	La droite des moindres carrés.....	67
4.2.1.4	Les modèles de régression linéaire.....	68
4.2.1.5	Résultat des paramètres étudiés.....	70
4.2.2	Modèle 2.....	76
4.2.2.1	Les paramètres étudiés .....	76
4.2.2.2	Résultats des paramètres étudiés .....	78
4.2.3	Modèle 3.....	83
4.2.3.1	Les paramètres étudiés .....	83
4.2.3.2	Résultats des paramètres étudiés .....	86
4.2.3.3	Distribution de la charge horizontale .....	92
4.2.4	Analyse statique non linéaire (Pushover).....	96
4.2.4.1	Définition.....	96
4.2.4.2	But de l'analyse Pushover .....	97
4.2.4.3	Courbe de capacité .....	98
4.2.4.4	Loi de Comportement.....	98
4.2.4.5	Modélisation numérique.....	99
4.2.4.6	Résultat d'analyse .....	102
4.2.4.7	Déplacement de la structure au point de performance .....	105

#### **CHAPITRE 5: CONCLUSION GENERALE**

BIBLIOGRAPHIE .....	109
---------------------	-----

## CHAPITRE 1: INTRODUCTION GENERALE

### 1.1 Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité des éléments structuraux sollicités. Dans le passé, les structures étaient construites de manière très simple et très régulière à base de planchers rigides. Cela implique qu'elles 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 aurait supporté d'importants déplacements relatifs entre les éléments horizontaux (planchers) et verticaux (murs) de contreventement de la même structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à planchers rigides ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les planchers peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons pour cela, dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile, la sollicitation dans un diaphragme considéré comme rigide se répartit proportionnellement à sa rigidité dans la direction de la sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Par contre, dans le cas des diaphragmes considérés comme flexibles, les sollicitations se répartissent aux voiles proportionnellement à leurs sections tributaires

Dans cette étude, on doit prendre en considération, tous les paramètres influant directement la rigidité des planchers lors d'un tremblement de terre majeur : la forme, le type de matériau, l'importance des ouvertures existants dans le plan et leur position, le nombre d'étage etc...

De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des planchers non rigides est bien plus complexe que celle des planchers rigides.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures basées sur des modèles brochettes, par masses concentrées et raideurs équivalentes, puisqu'elles sont faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par l'Ingénieur. Cependant, cette approche ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse linéaire d'une structure ayant des planchers flexibles sous sollicitations sismiques en termes de déplacement étant largement inexplorée. Certaines règles, comme celles de

l'EUROCODE et celles du FEMA, conscientes de ces inconvénients recommandent l'utilisation de méthodes spécifiques basées sur le principe des éléments finis qui pourraient donner de bonnes indications sur le comportement sismique de la structure.

L'utilisation des outils informatiques (logiciels) s'impose donc dans notre travail pour établir des modèles qui peuvent donner des comportements très proches de la réalité des structures à diaphragmes non rigides.

## **1.2 Problématique**

Dans le but d'estimer de manière plus fiable la réponse sismique des constructions, il est essentiel, voire nécessaire de procéder à des recherches approfondies en vue de mieux appréhender et de quantifier l'effet du modèle mathématique de calcul (influence de la nature des planchers, des dimensions en plan...), reflétant au mieux le comportement dynamique réel des structures soumises à des sollicitations sismiques. Ainsi, l'objectif principal de ce projet est de définir et choisir des modèles mathématiques pour améliorer la méthode d'évaluation de la charge sismique et sa répartition sur les différents éléments.

En général, dans l'étude dynamique des structures, les planchers sont supposés rigides c'est-à-dire que les nœuds d'un même plancher sont liés rigidement entre eux et le plancher se déplace dans son ensemble sans subir de déformation, ce qui permet de simplifier le problème. Mais une question s'impose dans ce cas, est-ce-que cette simplification ne nous amène pas loin de la réalité puisque on peut avoir l'effet de la possibilité de flexibilité des planchers de la structure considérée.

Les codes et les normes sismiques courants utilisent généralement un modèle simple équivalent de 1 degré de liberté pour les édifices avec « diaphragmes rigides ». Cependant, les structures avec « diaphragmes flexibles » se comportent en général en tant que systèmes multiples à plusieurs degrés de liberté.

## **1.3 L'objectif de cette étude**

Avec les avancées dans le domaine des logiciels de conception et d'analyse des structures, des méthodes numériques ont été largement répandues. Par conséquent, les objectifs principaux de cette étude sont :

- Analyser les effets de diaphragmes de plancher pour des structures en béton armé ;
- Appréhender la flexibilité des diaphragmes horizontaux dans leur plan et étudier son influence sur la distribution des charges sismiques aux éléments de contreventement ;
- Etudier l'effet des diaphragmes sur la rigidité latérale du bâtiment.

En d'autres termes, cette thèse a pour objectif de contribuer à l'amélioration de la connaissance du fonctionnement d'un diaphragme de plancher dans le cas de structures érigées en zone sismique et aussi de connaître les propriétés des diaphragmes qui conditionnent la redistribution des efforts entre les éléments porteurs verticaux et les systèmes de stabilité horizontale.

L'autre objectif recherché est la mise en évidence de l'effet de la flexibilité (déformabilité des planchers) et la rigidité des planchers sur la réponse des structures et aussi sur la distribution de la charge sismique.

#### **1.4 Plan du travail**

Nous avons structuré notre travail comme suit ;

**Le premier chapitre** présente une introduction générale.

**Le deuxième chapitre** décrit les rappels de bases théoriques et de recherches bibliographiques sur les planchers ainsi que les diaphragmes, les codes et les normes utilisés pour les méthodes d'évaluation de la rigidité des planchers.

**Le troisième chapitre** débute par un aperçu sur les différentes manières de répartir les charges sismiques latérales aux divers éléments de contreventement verticaux par le plancher selon sa rigidité dans son plan. Ainsi dans ce chapitre, nous allons décrire la conception des diaphragmes dans les codes parasismiques nationaux et en final, nous fournirons les principales méthodes de calcul de la répartition des charges sismiques aux éléments de contreventement.

**Le quatrième chapitre** est essentiellement consacré aux modélisations numériques et analyse paramétrique. Une étude comparative entre un diaphragme rigide et flexible a été faite, les résultats des simulations numériques basés sur une modélisation par éléments finis des structures comportant des planchers flexibles sont confrontés à ceux issus des structures déjà étudiées. Cette étude numérique basée sur la modélisation porte sur la simulation de plusieurs cas de structures effectuée à l'aide de logiciel de calcul ETABS. Dans ce chapitre, trois modèles de structures en béton armé sont traités, les structures considérées ont toutes une forme rectangulaire. Les paramètres étudiés sont : le type de matériaux constituant le plancher, la position des voiles de contreventement, le nombre d'étages, la hauteur d'étages, la taille de l'ouverture dans le plancher, la position de l'ouverture dans le plancher et l'épaisseur de voile de contreventement.

Pour finir, nous donnons **au cinquième chapitre**, les principales conclusions de notre travail.

## CHAPITRE 2: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

### 2.1 Introduction

Les planchers sont des éléments prédominants dans la construction d'un bâtiment autant dans leurs caractéristiques mécaniques que dans leurs rôles porteurs [1]. Cependant, le concepteur a devant lui un large éventail de procédés de construction et il doit évaluer, estimer et vérifier la faisabilité de ses choix qui influent directement sur son planning des travaux et également sur le coût de réalisation de son projet.

#### 2.1.1 Conception des dalles

Les dalles constituent un des éléments de structure les plus importants. Elles offrent une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer des marchandises et sous laquelle il est possible de s'abriter des intempéries. La plupart des constructions font appel à des dalles pour ces fonctions, soit sous la forme de dalles en béton uniquement, soit sous la forme de planchers mixtes acier-béton ou bois-béton [2]. Les exceptions notables qui n'utilisent pas du tout de béton sont les dalles orthotropes en acier pour les ponts à grande portée, et les planchers en bois. Les dalles ont en outre une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions dans le plan, ce qui les rend économiques.

#### 2.1.2 Classification des dalles

Il est possible de classer les dalles en fonction de leur système porteur (fig.2.1).

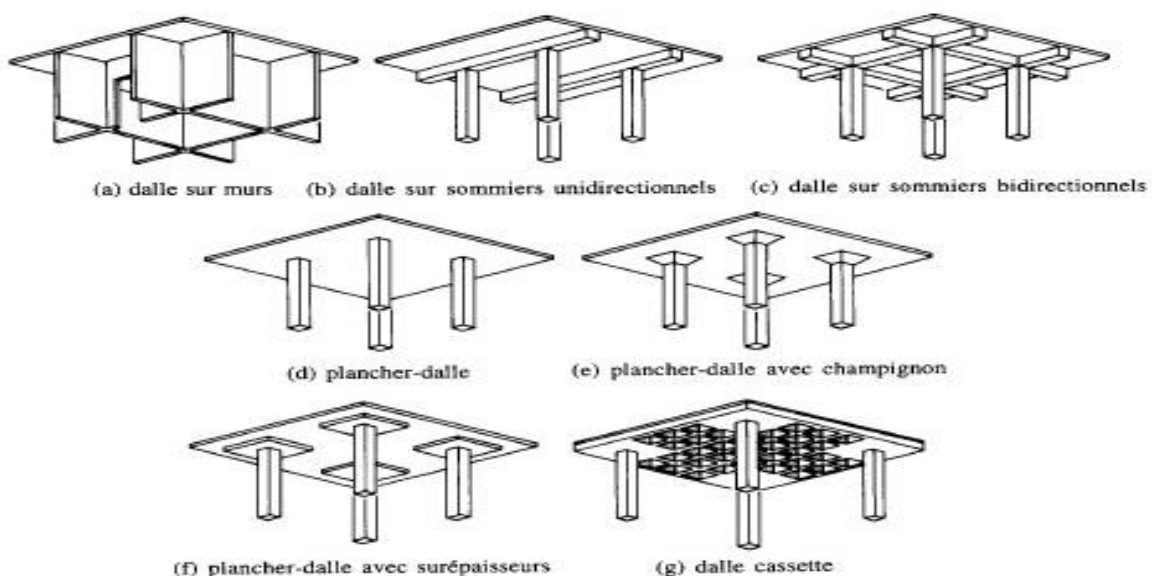


Figure 2.1 : Classification des dalles par leur système porteur

Celui-ci est une combinaison des appuis à disposition (linéaires ou ponctuels) et des éventuels renforcements de la dalle sous la forme de sommiers, de grilles de poutres ou de champignons. Le choix des diverses solutions et leurs combinaisons adéquates sont essentiels pour obtenir une solution appropriée et économique.

Les appuis linéaires sont en général constitués de murs en béton ou en maçonnerie, mais aussi de poutres ou de sommiers en béton ou tout autre matériau de construction. Les appuis ponctuels sont généralement constitués de colonnes en béton ou en acier [2]. A portée égale, les dalles sur appuis linéaires peuvent être plus minces et donc plus économiques que les dalles sur appuis ponctuels. Par contre, la présence de murs porteurs ou la nécessité de placer des sommiers sous les dalles complique la construction et limite la flexibilité de ce type de structure.

Du point de vue mécanique, une dalle est un élément bidimensionnel de structure plan, d'épaisseur faible par rapport à ses dimensions dans le plan. Elle résiste aux efforts auxquels elle est soumise par des mécanismes de flexion perpendiculaires à son plan. Souvent, les dalles sont des éléments horizontaux soumis à des charges verticales comme c'est le cas des dalles d'étage ou de toiture de bâtiments ou encore de tablier de ponts. D'autres configurations sont cependant courantes, comme par exemple celles des murs de cave résistant à la poussée des terres ou des murs de réservoirs reprenant la poussée hydrostatique. Les dalles sont particulièrement bien adaptées à la reprise de charges uniformément distribuées sur leur surface, alors que leur résistance à des charges ponctuelles ou linéaires est souvent limitée par le phénomène du poinçonnement.

La distinction principale entre les dalles et les poutres, qui toutes deux résistent par des mécanismes de flexion, provient du fait que les dalles sont des éléments bidimensionnels dont l'épaisseur est petite par rapport à la portée alors que les poutres sont des éléments linéaires.

Les divers types de dalles se distinguent essentiellement par leur mécanisme de résistance principal (flexion uni ou bidirectionnelle) et par le type d'appuis sur lesquels elles reposent (fig.2.2). Les dalles à comportement unidirectionnel sont des dalles dans lesquelles les charges sont transmises de manière préférentielle dans une direction soit parce qu'il n'y a pas d'appuis dans l'autre direction, soit à cause de grandes inégalités dans les dimensions en plan. Ces dalles se comportent essentiellement comme des poutres et se dimensionnent selon les mêmes principes, si ce n'est qu'une certaine quantité d'armature est nécessaire dans la direction perpendiculaire à l'armature principale. Les dalles à comportement bidirectionnel transmettent les charges auxquelles elles sont soumises dans les deux directions du plan en direction des appuis.

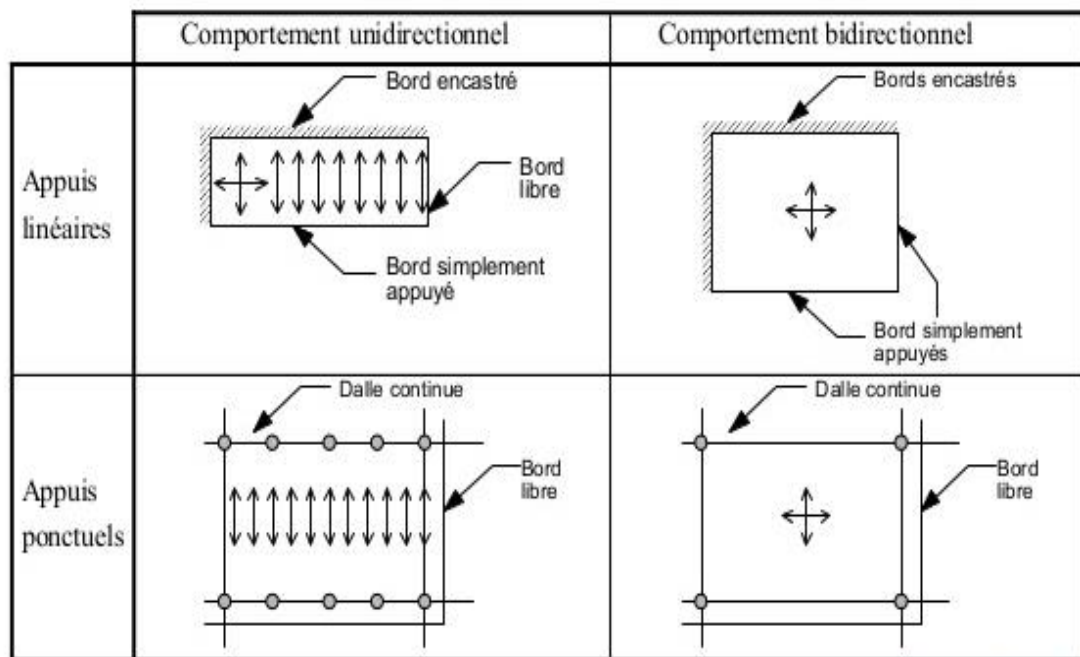


Figure 2.2 : Classification des dalles par comportement mécanique unidirectionnel ou bidirectionnel

## 2.2 Fonctionnement des planchers de bâtiments

Lors d'un séisme, les charges prennent naissance en tout point de la structure et, dans le cas d'un plancher, elles sont réparties sur sa surface. Le chargement sismique d'un bâtiment est donc très différent de celui résultant de l'action du vent où les charges horizontales sont appliquées sur les façades [2].

Dans les bâtiments soumis à l'action d'un séisme, les efforts horizontaux transisant dans le plan des planchers sont souvent plus importants qu'en service. Ces efforts peuvent avoir plusieurs origines :

- Les forces d'inertie dues à l'action du séisme sur le plancher lui-même et sur les équipements qu'il supporte ;
- Le transfert des efforts horizontaux d'ensemble transisant par le système de contreventement situé au-dessus du plancher considéré au système de contreventement situé sous ce dernier ;
- La participation directe du plancher au système de contreventement.

Lors de la conception d'un bâtiment, il convient donc d'analyser le fonctionnement des diaphragmes constitués par les planchers et de s'assurer de l'aptitude de ces derniers à remplir leur rôle dans la stabilité d'ensemble du bâtiment.

### 2.2.1 Influence des planchers sur le comportement global

Dans un bâtiment en béton armé, les planchers sont généralement, constitués de dalles supportées par un réseau de poutres et de voiles porteurs. Des traversées existent dans les dalles ou à l'intérieur du réseau de poutres et/ou de voiles. Ces traversées peuvent être destinées aux cages d'escalier, d'ascenseur ou au passage d'équipements. Ces traversées se traduisent localement par une diminution de la rigidité du plancher considéré dans son plan et par des zones particulières de transfert d'efforts.

Une diminution locale importante de la raideur d'un plancher, due par exemple à l'existence de plusieurs traversées implantées proches les unes des autres, peut avoir une influence importante sur le fonctionnement du système de contreventement.

Dans un système de contreventement hyperstatique, la perte de rigidité locale d'un plancher se traduit par une distribution des efforts horizontaux dans le système de contreventement autre que celle évaluée en considérant le plancher rigide dans son plan [2]. Une telle influence est illustrée par l'exemple de la figure (fig.2.3). Le bâtiment est normalement contreventé transversalement par ces voiles situés sur ses façades et les poteaux intermédiaires ne sont sensés reprendre que des charges verticales. Les traversées situées dans la dalle de la travée accolée à l'un des voiles font que cette zone de dalle est localement trop souple et que les poteaux et les poutres intermédiaires fonctionnent également en portique sous l'action du séisme transversal. En conséquence, il est nécessaire de tenir compte de ces traversées lors de l'analyse structurale.

Même en présence d'un petit nombre de traversées n'affectant quasiment pas sa rigidité, la raideur d'un plancher dans son plan peut également influencer fortement la répartition des efforts horizontaux dans le système de contreventement lorsque ce dernier est hyperstatique. Dans le cas où les distances séparant les éléments du système de contreventement sont importantes, le diaphragme constitué par le plancher peut ne pas être considéré comme rigide.

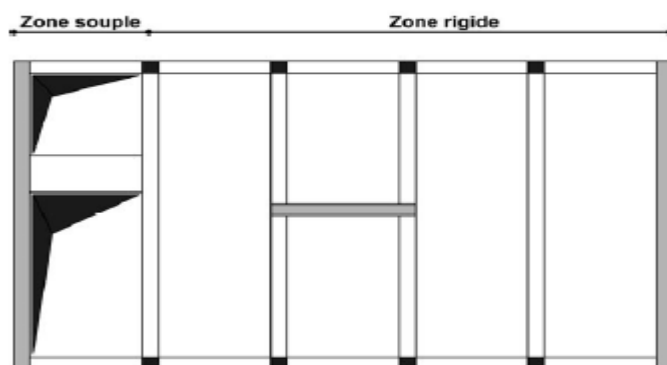


Figure 2.3: Dalle avec grandes traversées accolées à un voile.

Sur la figure (fig.2.4) est représenté un bâtiment de forme rectangulaire, très allongé en plan et contreventé par quelques voiles. Les planchers d'un tel bâtiment ne peuvent pas être, a priori, considérés comme rigides dans la direction transversale. Des tirants longitudinaux doivent être disposés le long des façades pour assurer d'une part la résistance du plancher à la flexion transversale, d'autre part, transférer les efforts longitudinaux aux voiles de contreventement situés sur les façades.

La souplesse des planchers dans leur plan peut, par ailleurs, avoir une influence directe sur la réponse d'un bâtiment au séisme dans la mesure où elle est susceptible de modifier significativement les fréquences propres et la forme des modes de vibration de la structure. Elle doit donc être prise en compte lors de l'analyse structurale lorsqu'elle a une influence sur le comportement d'ensemble du bâtiment.

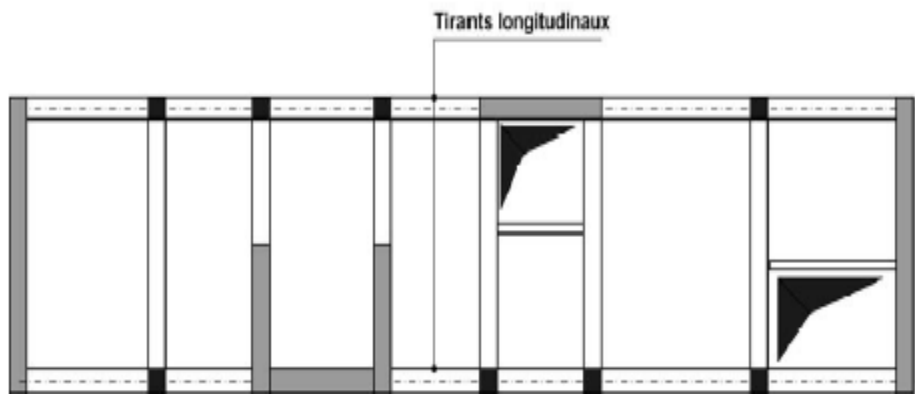


Figure 2.4: Dalle souple appuyée sur des voiles.

### 2.2.2 Analyse des transferts d'efforts

L'analyse des transferts d'efforts met en évidence les zones fonctionnant en tirant, les sections les plus sollicitées, les sollicitations de flexion et de cisaillement dans ces dernières et les efforts de cisaillement à transmettre aux éléments du système de contreventement. Par ailleurs, la résistance aux sollicitations de flexion peut nécessiter la mise en place de tirants spécifiques, notamment en rive des planchers et au voisinage des traversées [2]. Les calculs à effectuer peuvent concerner principalement :

- Les zones où il est nécessaire de « remonter » les forces concentrées pour mettre en charge le plancher ;
- Les sections sollicitées en flexion et au cisaillement ;
- Les sections où s'effectuent les transferts d'efforts aux éléments du système de contreventement.

Les forces concentrées dues à des équipements de masses importantes ou à des voiles de contreventement partiellement ou complètement interrompus doivent être transmises aux zones comprimées ou de mise en charge du plancher. Cette transmission nécessite la mise en place de tirants. Dans un voile de contreventement, l'effort horizontal est transmis au plancher au droit de sa zone comprimée et par les armatures de couture éventuelles.

La figure (fig.2.5) représente l'élévation d'un voile de contreventement interrompu au droit d'un plancher et ne régnant que sur la moitié de la largeur du bâtiment. Dans ce cas, il est nécessaire de transmettre au plancher l'intégralité de l'effort horizontal transitant dans le voile. Le chaînage formant le tirant doit de plus être présent sur toute la longueur du plancher.

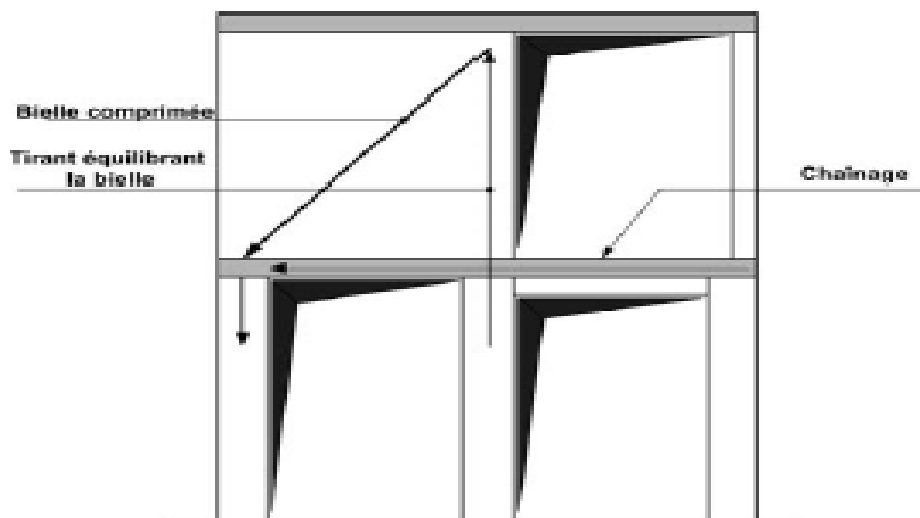


Figure 2.5: Chaînage (remontant) l'effort à la base d'un voile situé au-dessus du plancher.

Il convient de noter que les effets de l'action sismique sur un plancher peuvent être évalués par un modèle de type « treillis plan » constitué de bielles comprimées et de tirants.

La figure (fig.2.6) représente un diaphragme modélisé par un treillis constitué de trois bielles et de deux montants. Le montant n° 1 est sollicité en traction par l'effort  $F_1$  et son rôle est de mettre en charge les bielles du treillis. Le rôle du montant n° 2 est par contre de remonter l'effort tranchant qui transite dans la bielle d'about n° 2 située à sa proximité, et non l'effort  $F_2$  seul.

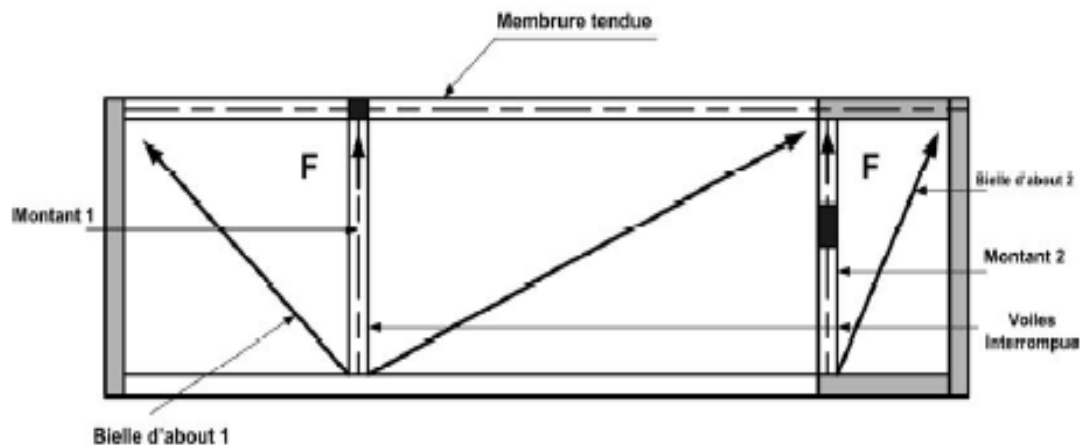


Figure 2.6: Treillis plan à trois bielles.

Quel que soit le système de contreventement (portiques, refends, noyaux, etc.) et indépendamment de sa fonction portante, le plancher a une mission précise de « poutre au vent ».

A ce titre, il est considéré comme étant un élément principal. En effet en tant que poutre infiniment rigide et indéformable dans son plan, il assure la transmission et la distribution des forces horizontales (vent ou séisme) entre les éléments participant au contreventement et, par-delà, aux fondations (fig.2.7).

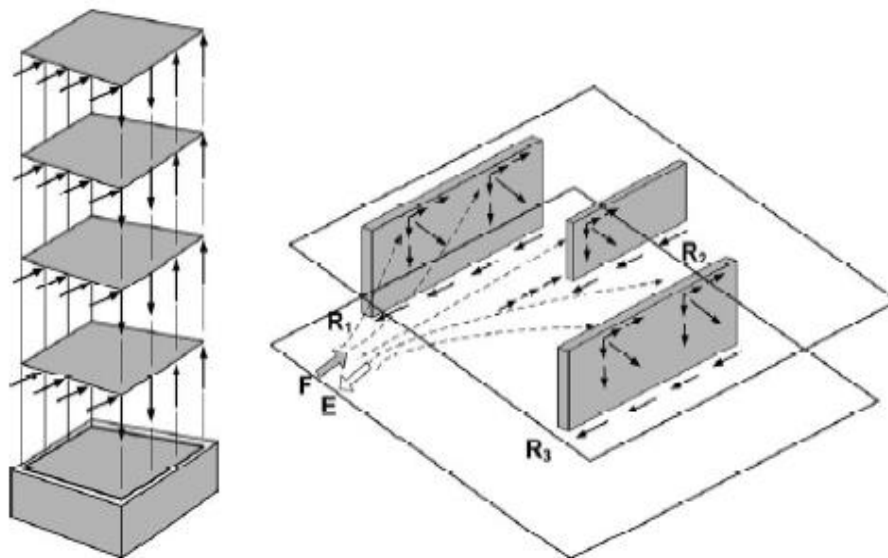


Figure 2.7: Transfert des forces horizontales.

Une différence essentielle entre les actions du vent et du séisme se situe dans le mode d'application des charges. Les premières sont surfaciques et les secondes, volumiques.

Dans le cas du vent, la dalle est conçue pour transporter les forces horizontales de bordure (façade) vers les appuis (éléments d'ossature).

Dans le cas du séisme E qui se caractérise par une action volumique  $F$  répartie [3], il y a lieu de considérer les forces sismiques correspondant à la masse propre de la dalle et aux masses qui y sont fixées (fig.2.7).

On peut schématiser le cheminement des efforts de la manière suivante :

Si la déformation de cisaillement est négligeable par rapport à la déformation de flexion des éléments porteurs :

Les efforts sont transmis par les éléments de contreventement aux planchers considérés comme des plaques (diaphragmes) rigides et indéformables dans le plan horizontal. Les planchers répartissent à leur tour les efforts horizontaux proportionnellement à l'inertie des éléments de contreventement supposés non fissurés. Ainsi de suite...

Si la déformation de cisaillement est comparable à la déformation de cisaillement des éléments porteurs (cas de bâtiments à murs porteurs d'environ deux niveaux) :

Les planchers répartissent les efforts, proportionnellement à la section des murs supposés non fissurés.

L'effet de diaphragme peut être analysé selon trois modèles de calcul.

*a) Modèle « poutre »*

Il peut être comparé à une poutre cloison sur plusieurs appuis avec ou sans porte-à-faux devant reprendre des efforts de compression à la partie supérieure (fig.2.8) et des efforts de traction à la partie inférieure [3].

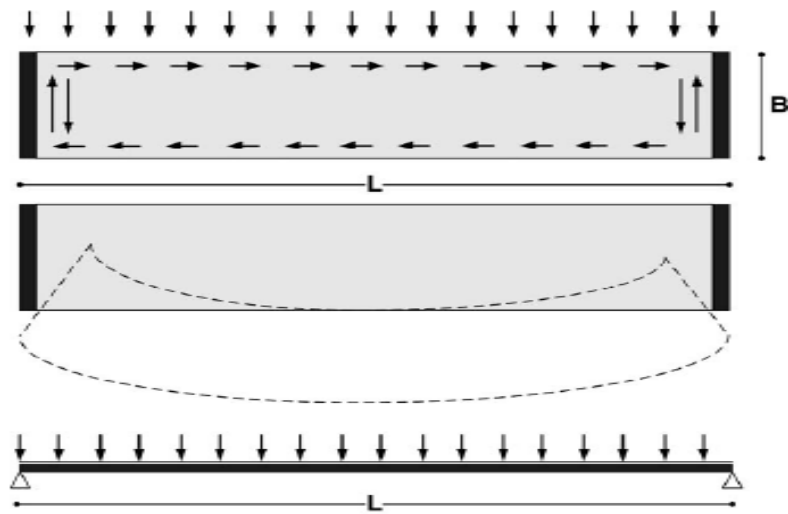


Figure 2.8: Fonctionnement « en poutre »

C'est le cas des appuis trop écartés (refends, portiques, etc.) ou le rapport  $L/B$  est supérieur à 2, (fig.2.9) ou trop concentrés tels que les noyaux constitués par les cages d'escalier ou d'ascenseur. On est alors dans la situation de « double console » (fig.2.9).

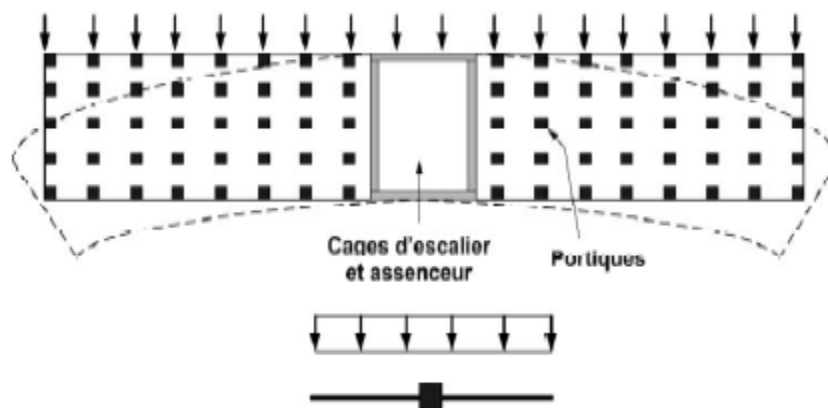


Figure 2.9: Fonctionnement « en double console »

*b) Modèle « voûte de décharge »*

Ce fonctionnement est assuré par la formation des voûtes de décharge, si le rapport de la longueur  $L$  mesurée entre deux voiles successifs et la largeur  $B$  du plancher reste inférieur à 2 (fig.2.10).

La trajectoire de « compression » ne reste pas dans la partie supérieure (cf. modèle « poutre »), mais se déplace suivant un arc vers les zones d'appuis [3]. La ligne de

traction se situe généralement sur la périphérie du bâtiment, mais des files d'éléments d'ossature parallèles aux façades et situées à proximité peuvent être utilisées (fig.2.10).

c) *Modèle « mixte »*

Ce modèle est certainement celui qui se rapproche le plus de la réalité, où l'on trouve à la fois un fonctionnement poutre-cloison [3], console courte et voûte de décharge.

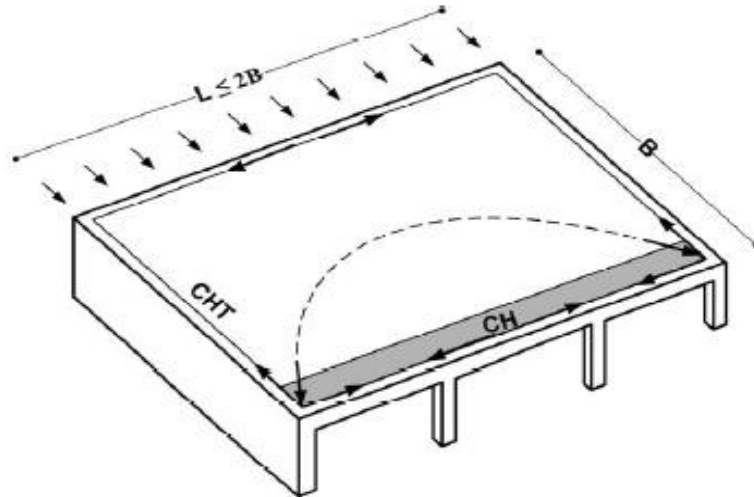


Figure 2.10: Fonctionnement « en voûte de décharge »

Quel que soit le modèle, pour le bon fonctionnement des structures, il faut au moins disposer de chaînages [3] suivant les trois directions (fig.2.11) :

**CH** : chaînages horizontaux périphériques situés en façade au niveau de chaque plancher ; ils constituent les membrures tendues des poutres au vent. Les poutres de façade et de pignon disposant d'un ferrailage continu peuvent jouer ce rôle ;

**CHT** : chaînages horizontaux transversaux situés dans le volume commun dalle-éléments de contreventement ; les poutres transversales disposant d'un ferrailage continu peuvent jouer ce rôle. En présence de murs de contreventement, ces chaînages peuvent fonctionner comme des armatures actives et ils contribuent à assurer l'équilibre nécessaire au transfert des sollicitations suivant le schéma bielle-tirant ;

**CV** : chaînages verticaux disposés à l'extérieur et à l'intérieur en abouts et aux croisements des voiles.

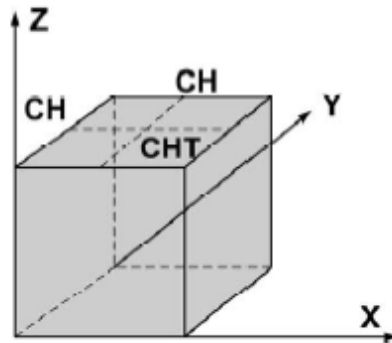


Figure 2.11: Dispositions des chaînages

## 2.3 Diaphragmes

### 2.3.1 Notion de diaphragme

Les diaphragmes sont des éléments plans, rigides, horizontaux ou inclinés tels que les dalles, planchers, toitures, etc... La rigidité du diaphragme dépend principalement du matériau dont il est constitué et de sa forme. Une dalle en béton armé est préférable car elle est nettement plus rigide dans son plan qu'un plancher en bois par exemple. Des diaphragmes longs et étroits ainsi que des diaphragmes percés de grandes ouvertures sont à éviter car ils sont trop flexibles [4] (fig.2.12).

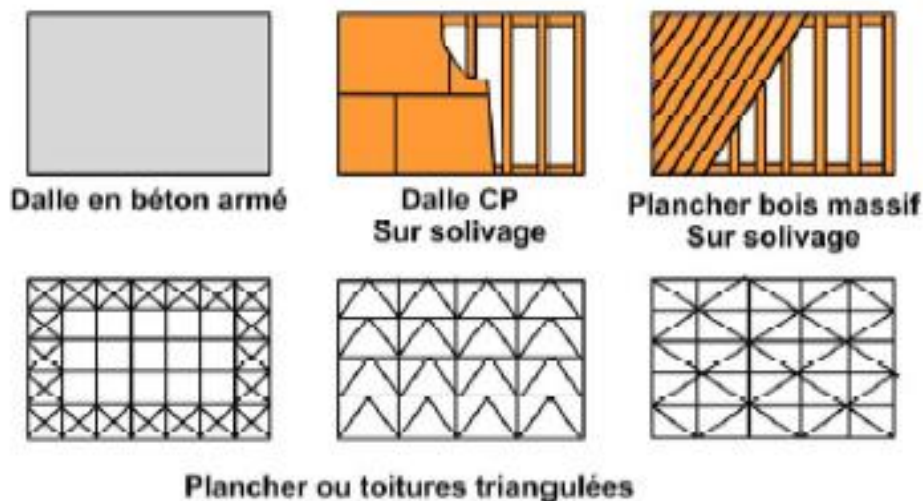


Figure 2.12: Exemples de planchers diaphragmes

Le rôle des diaphragmes est de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement, de stabiliser les refends (surtout en maçonnerie) hors de leur plan et de raidir le bâtiment. La transmission doit être la plus uniforme possible pour ne pas surcharger un élément en particulier et l'amener à la rupture. Dans ce but, le

diaphragme doit être, dans son plan, plus rigide que les éléments verticaux de la stabilisation et, évidemment, une bonne liaison doit être assurée entre eux.

Pour l'analyse des structures, les diaphragmes sont classés comme rigides, flexibles et semi-rigides en se basant sur cette rigidité relative [5] :

*Un diaphragme est considéré comme rigide :*

S'il porte en console au-delà d'une travée organisée.

Ou s'il porte en console sur le côté ou de part et d'autre d'une cage de circulation verticale.

Un diaphragme rigide peut distribuer les forces horizontales aux éléments verticaux proportionnellement à leur rigidité relative. Dans ce cas, la déformation du diaphragme sera insignifiante comparée à celle des éléments verticaux.

*Un diaphragme est considéré comme flexible (souple) :*

S'il porte en poutre entre des portiques à nœuds rigides.

Dans un diaphragme flexible, la distribution des forces horizontales aux éléments verticaux est indépendante de leur rigidité relative et la déformation du diaphragme sera sensiblement grande par rapport à celle des éléments verticaux. Le diaphragme flexible distribue les charges latérales aux éléments verticaux comme une série des poutres simples [6].

*Un diaphragme est considéré comme semi-rigide :*

En réalité, aucun diaphragme n'est parfaitement rigide ou parfaitement flexible. Cependant, les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides ou flexibles afin de simplifier l'analyse. Dans le cas où les déformations du diaphragme et des éléments verticaux sont du même ordre, le diaphragme ne peut pas raisonnablement être supposé comme rigide ou flexible. Il est considéré donc comme semi-rigide.

Un diaphragme semi-rigide porte en poutre entre un portique et une cage de circulation verticale, avec encastrement partiel par torsion de cette dernière.

L'analyse des systèmes structuraux contenant des diaphragmes semi-rigides est complexe, puisqu'une telle analyse devrait tenir compte de la rigidité relative de tous les éléments structuraux y compris les diaphragmes. La répartition des charges latérales d'un diaphragme semi-rigide peut être considérée comme à celle d'une poutre continue supportée par des appuis élastiques.

Pour bien illustrer la différence entre ces trois catégories de diaphragme, considérons la structure en béton armé à un seul étage illustrée dans la figure (fig.2.13), en gardant la largeur et l'épaisseur de la dalle constante. La variation de la longueur du diaphragme ( $L$ ) peut fournir les trois cas possibles du diaphragme : rigide (fig.2.13.b), flexible (fig. 2.13.c) et semi-rigide (fig.2.13.d).

La figure (fig.2.13.b) indique le déplacement du système structurel sous l'effet des forces horizontales dans le cas de diaphragme rigide. Ceci peut être accompli de sorte que la rigidité du diaphragme soit plus grande comparée à celle des murs.

La figure (fig.2.13.c) exprime le déplacement du système structurel sous l'effet des forces horizontales mais quand le diaphragme peut être supposé comme flexible. La rigidité du diaphragme est petite comparée à celle des murs et la répartition des charges latérales peut être donc déterminée à partir des surfaces afférentes aux murs.

Enfin, la figure (fig.2.13.d) indique le modèle du déplacement d'un diaphragme semi-rigide sous l'effet des forces horizontales. Ici la rigidité des murs et du diaphragme est de même ordre et la répartition des charges exactes aux murs exige une analyse tridimensionnelle du système entier (diaphragme y compris).

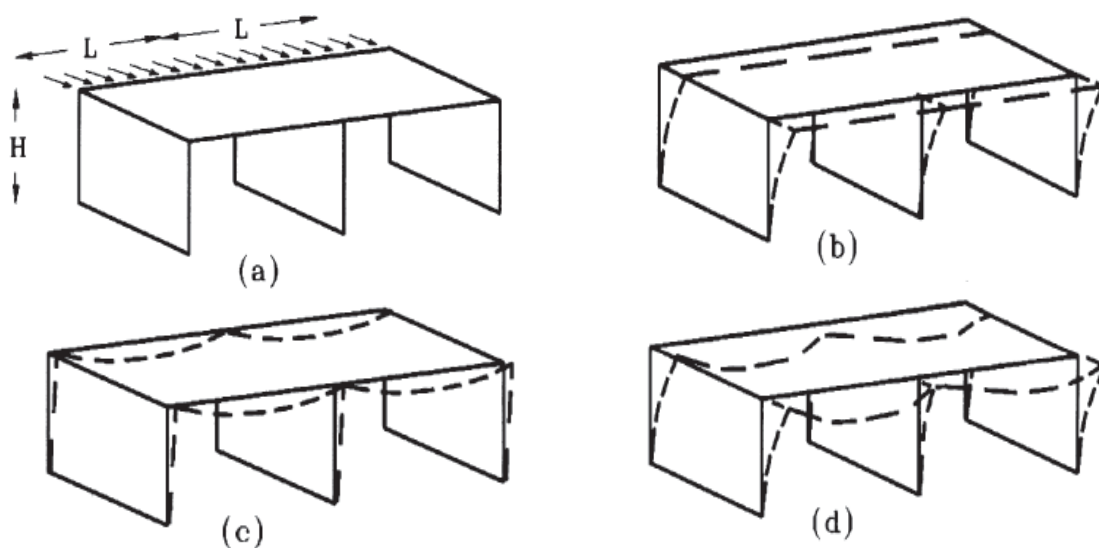


Figure 2.13: Comportement du diaphragme.

Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales.

Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales. Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux cités

précédemment proportionnellement à la rigidité relative de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes. Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause des fissurations ou de sa ruine, le diaphragme horizontal redistribue les efforts automatiquement sur les autres contreventements verticaux.

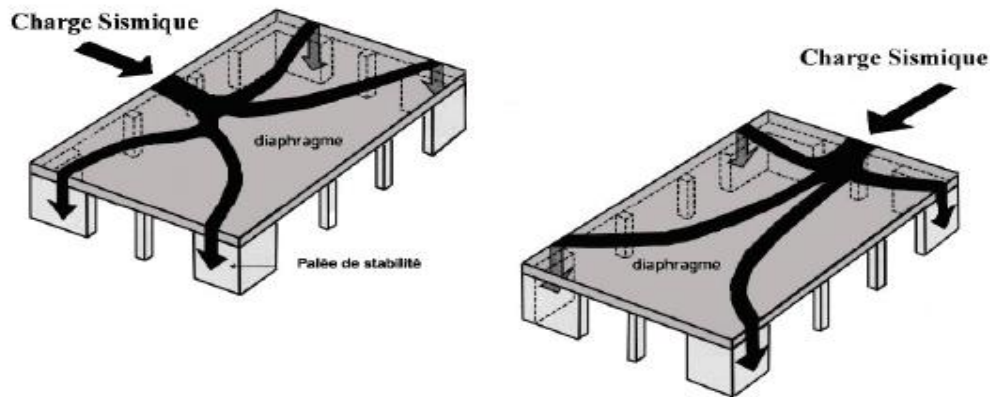


Figure 2.14: Transmission des charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical

### 2.3.2 Facteurs influant la rigidité des planchers dans leur plan

Lorsque l'on dimensionne une structure pour résister au tremblement de terre majeur, on doit prendre entre autres en considération, tous les paramètres influant directement la rigidité des planchers qui occupent une place prépondérante dans la stabilité de la structure.

#### 2.3.2.1 Forme du plancher :

Les diaphragmes longs et étroits sont flexibles (fig.2.15). Il faut songer aussi à l'allongement du plancher pour transmettre les efforts. A ce titre, les planchers ayant une forme très allongée ne peuvent pas convenir puisqu'ils présentent des dommages très importants dus au phénomène de « coup de fouet » à leurs extrémités (fig.2.16). Par ailleurs, les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages (fig.2.17) ;

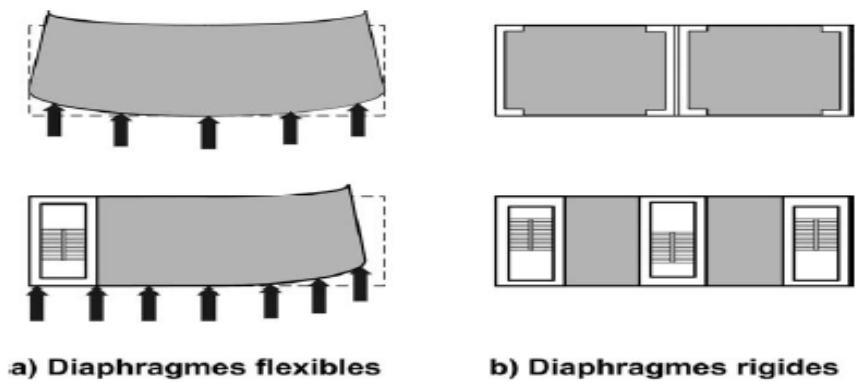


Figure 2.15: Influence de la forme des diaphragmes sur leur rigidité

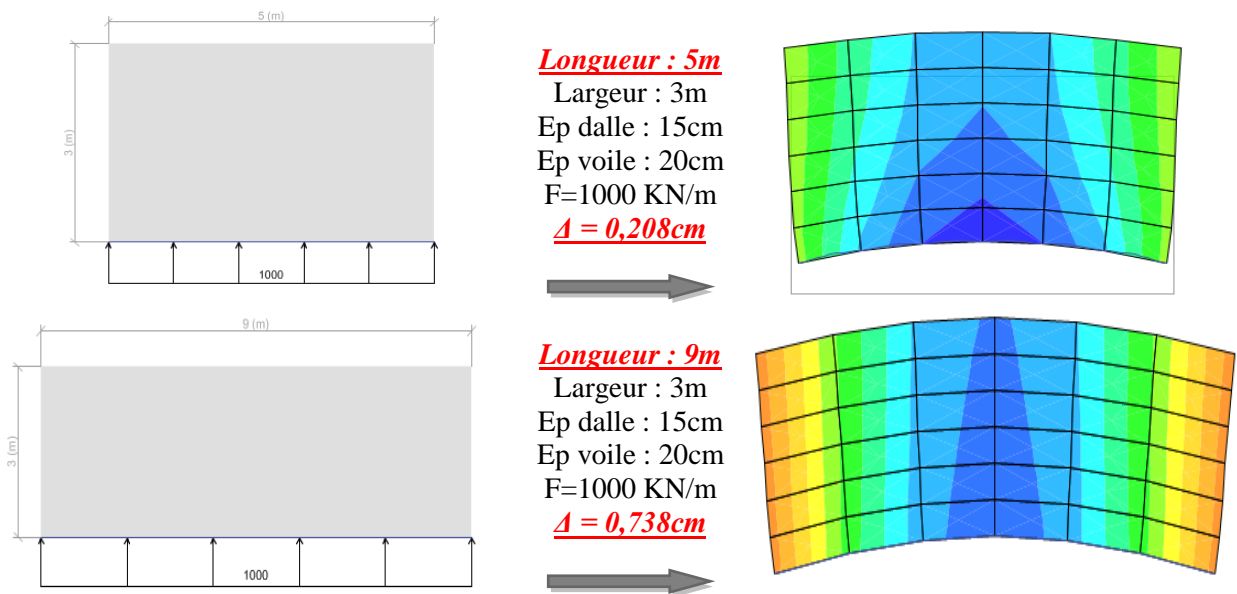


Figure 2.16: Influence du ratio longueur sur largeur des planchers sur leur rigidité

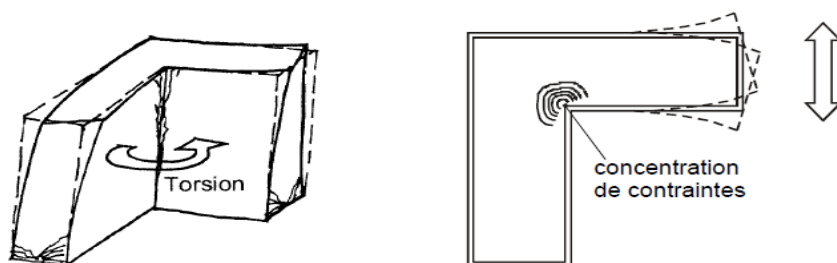


Figure 2.17: Concentration des contraintes dans les angles rentrants

### 2.3.2.2 Type de matériau constituant le plancher

Un autre aspect qui entre en jeu est celui de la nature du plancher et plus particulièrement sa rigidité en plan. En effet, les planchers en bois ne peuvent pas distribuer les efforts dus à une torsion induite par des déplacements des éléments verticaux en béton ou en maçonnerie puisque ces éléments structuraux sont constitués de matériaux différents ayant des rigidités différentes.

On peut dire alors que les planchers en contreplaqué sur solives en bois ou en métal se comportent comme rigides dans les structures en bois ou en charpente métallique, respectivement. Mais ils sont flexibles lorsqu'ils sont utilisés dans les structures en béton qui possèdent des rigidités supérieures [7]. Et seuls les planchers en béton armé peuvent former une sorte de diaphragme rigide dans leur plan puisqu'ils sont capables de distribuer correctement les efforts appliqués aux éléments verticaux.

### 2.3.2.3 Epaisseur de la dalle

Il convient de noter que le plancher doit présenter une épaisseur suffisante et armée dans les deux directions pour bien distribuer la totalité des efforts aux éléments structuraux verticaux.

Les schémas de la figure ci-dessous expliquent bien cette influence.

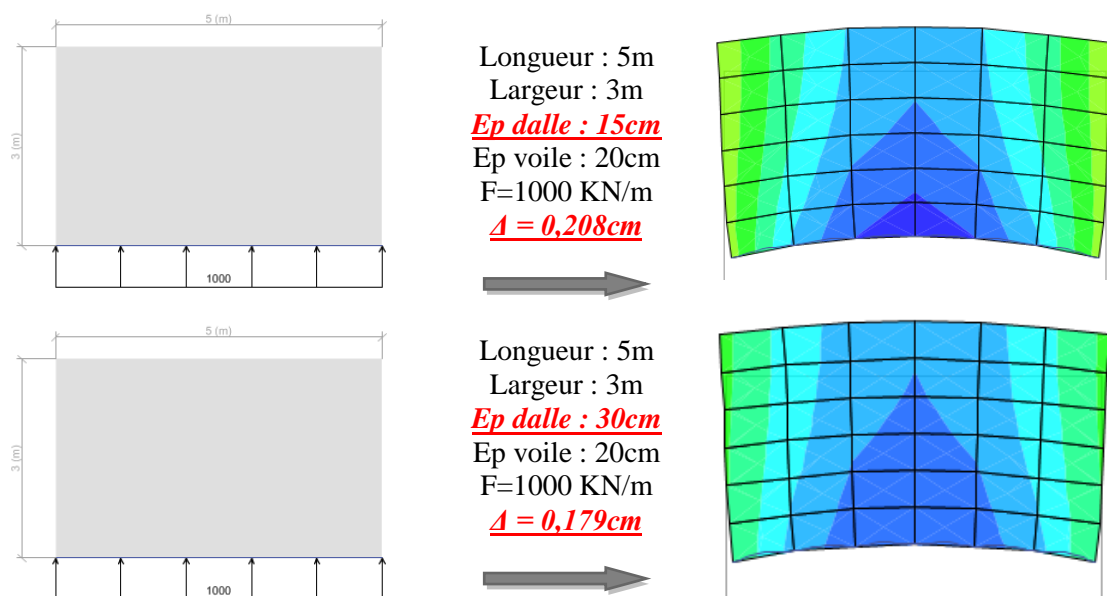


Figure 2.18: Influence de l'épaisseur des planchers sur leur rigidité.

### 2.3.2.4 Efficacité de la solidarisation des éléments constituant le plancher

L'effet du diaphragme est obtenu alors grâce aux assemblages adéquats entre le plancher et les éléments de contreventement verticaux de la structure (fig.2.19).

Par exemple, les dalles formées d'éléments préfabriqués sont généralement insuffisantes pour assurer cette fonction de diaphragme à moins que les éléments soient solidarisés par une couche épaisse en béton armé coulée sur place [8], [9] (fig.2.20).

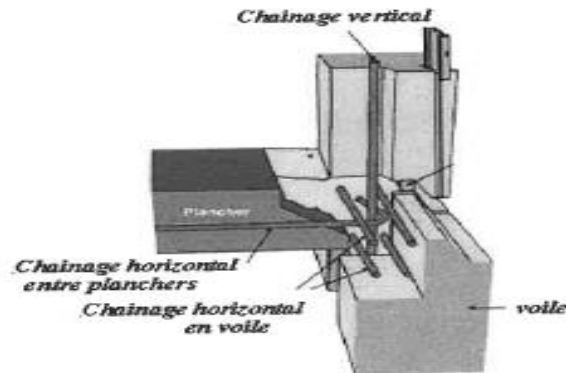


Figure 2.19: Assemblage adéquat entre le plancher et les éléments verticaux.

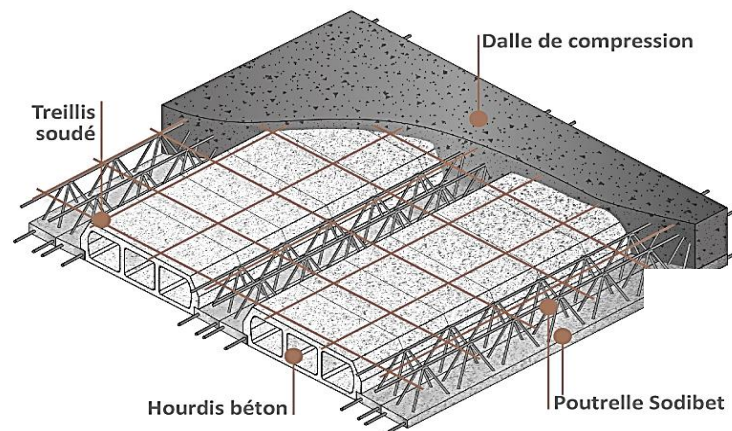


Figure 2.20: Dalle en éléments préfabriqués peut assurer la fonction d'un diaphragme rigide.

### 2.3.2.5 Importance des ouvertures

L'existence des trémies d'escaliers, d'ascenseurs, trous pour les gaines de fumées ou ventilations dans le plancher peut causer des concentrations de contraintes autour des discontinuités et une réduction de la rigidité du plancher qui peut également influencer

fortement la répartition des efforts horizontaux dans les éléments de contreventement [10], [11].

La diminution importante de la raideur des planchers dans leur plan due à l'existence d'une ou plusieurs trémies peut donc avoir une influence importante pour tenir compte de ces trémies lors de l'analyse structurale.

L'existence des ouvertures situées au milieu des planchers peut causer des séparations de bielles en deux parties et avec l'augmentation de leurs dimensions, les bielles sont rejetées vers l'extérieur de la surface du plancher.

Si les ouvertures sont disposées dans ou près des angles de plancher, cette situation peut créer des dommages graves puisqu'elles se trouvent dans les zones des bielles. Par conséquent, on peut dire que les ouvertures ont des influences sur le fonctionnement des planchers qui jouent le rôle de diaphragmes, non seulement de par leurs dimensions mais aussi par leur position relative dans le plan des planchers.

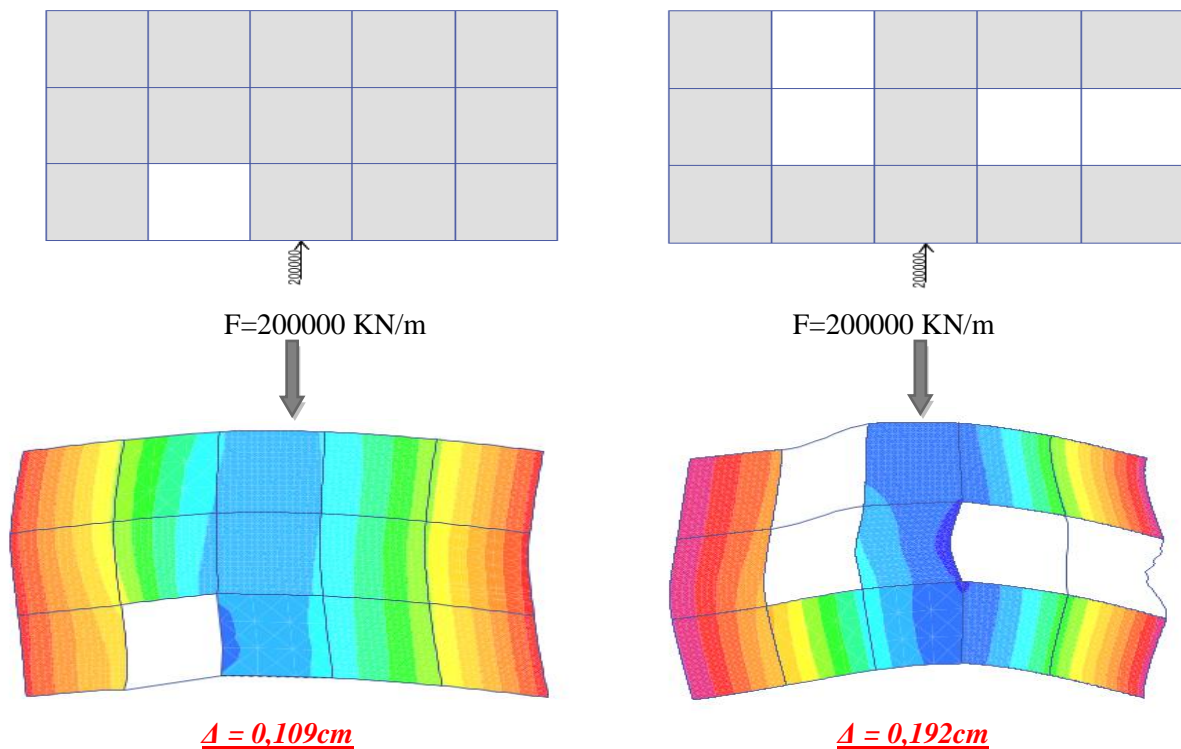


Figure 2.21: Influence de l'importance des ouvertures dans les planchers.

### 2.3.2.6 Rapport entre la rigidité du diaphragme et celle des éléments verticaux

Pour que la fonction du diaphragme soit assurée correctement, la rigidité des éléments verticaux de contreventement ne doit pas être très importante comparée à la rigidité du plancher de la même structure. Pour bien exprimer l'influence de la différence

entre la rigidité de ces éléments sur le comportement du diaphragme, on prend un exemple d'une structure régulière en béton armé illustrée dans la figure ci-dessous.

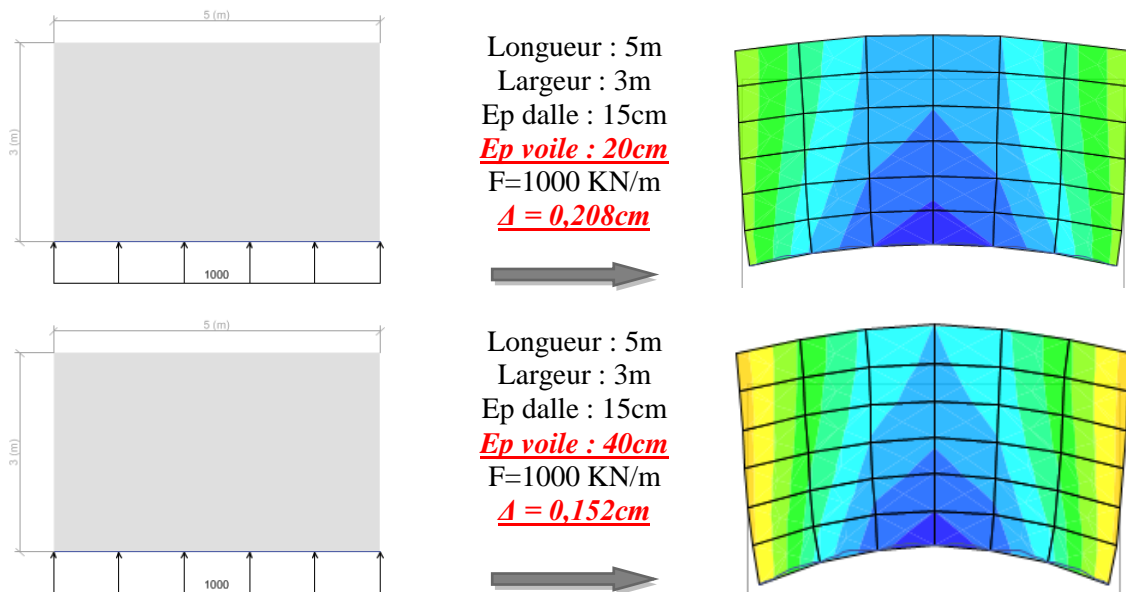


Figure 2.22: Influence du rapport de rigidité voiles/plancher.

### 2.3.3 Réglementation concernant les diaphragmes

Il sera procédé à une recherche bibliographique et à une analyse critique des différents guides et règlements disponibles.

Le choix de ces règlements a été fait en considérant d'une part, les pays les plus avancés en matière sismique et d'une autre part, selon leur disponibilité.

#### 2.3.3.1 UBC 1997 (Uniform Building Code)

La section 1630.6 du code uniforme de bâtiment UBC 1997 mentionne que des "diaphragmes seront considérés flexibles si la déformation latérale maximum du diaphragme est plus de deux fois le déplacement moyen inter-étage " [12]. Ainsi, l'état du code peut être exprimé en utilisant l'équation (1).

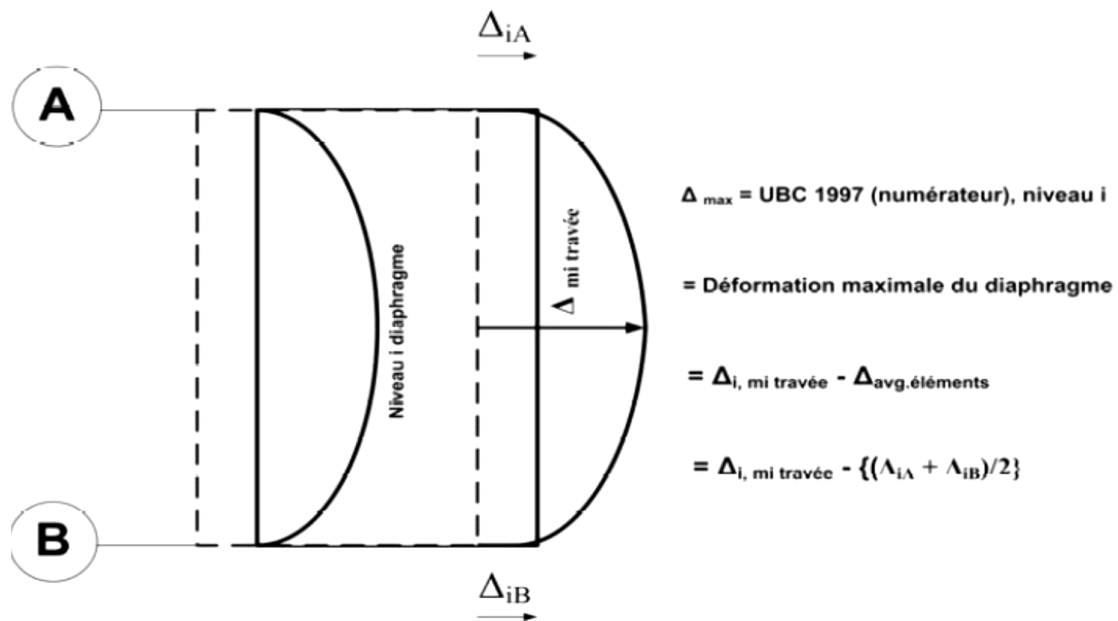
$$\text{UBC} = \frac{\text{Déformation maximale latérale du diaphragme}}{\text{Le déplacement moyen inter - étage}} > 2 \quad (1)$$

Ce rapport peut être déterminé comme déplacement latéral dans le plan du diaphragme lui-même sous la charge latérale au déplacement moyen d'étage des éléments de résistance (murs) sous la charge tributaire latérale équivalente. Le déplacement inter-étage est le déplacement latéral d'un niveau relativement au niveau au-dessus ou en-dessous.

2.3.3.2 Vérification du diaphragme flexible UBC 1997

Les calculs pour le rapport de déplacement de l'UBC 1997 pour la vérification de diaphragme flexible sont illustrés sur la figure (fig.2.23). En outre, pour la simplicité, les schémas montrés représentent le cas où aucune torsion n'est présente. Les lignes en pointillés dans le diagramme représentent une indéformabilité, et les lignes noires représentent la déformée assumée résultant du chargement séismique. Les étapes requises pour calculer le numérateur du rapport d'UBC 1997 (niveau i) (fig.2.23(a)). La déformation maximale de diaphragme est le déplacement au mi- travée (relativement à la base) pour le niveau du bâtiment à l'étude (c.-à-d., i) de niveau sans les déplacements moyens (relativement à la base) aux appuis verticaux [13].

Le calcul du dénominateur pour le rapport de déplacement d'UBC1997 est illustré sur la (fig.2.23(b)). Le dénominateur exige le calcul du déplacement inter-étage, qui considère le déplacement de d'étage au-dessous du niveau considéré (c-à-d, j= i-1). La dérive inter-étage pour l'étage j est calculée pour chaque appui vertical et ces deux valeurs de déplacement inter-étage sont ramenées à une moyenne pour obtenir le dénominateur résultant pour le rapport de déplacement de UBC 1997 pour l'étage j. Par conséquent, le rapport de déplacement devient  $\Delta_{i,d}/\delta_i$



(a) Numérateur

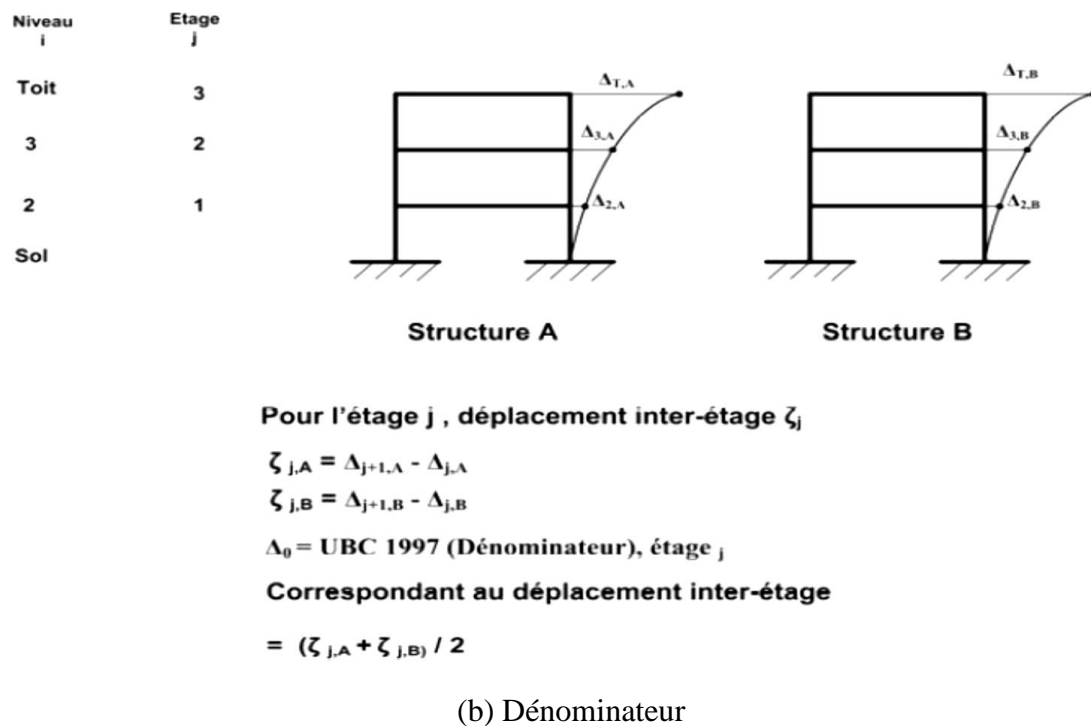


Figure 2.23: Exemple de calcul du numérateur et dénominateur, Rapport UBC 1997

2.3.3.3 ASCE (American Society of Civil Engineers)

Un diaphragme est considéré flexible, selon la section 12.3.1.3 d'ASCE, quand le déplacement du point médian, sous la charge latérale [14], excède deux fois le déplacement moyen des appuis d'extrémité. Ceci est illustré sur la figure (fig.2.24).

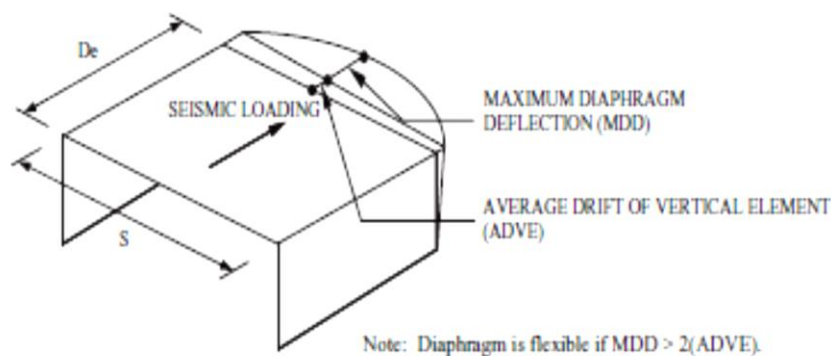


Figure 2.24: Diaphragme flexible.

Le diaphragme peut alors être modélisé comme une poutre simple appuyée à ses extrémités et la répartition du chargement aux appuis est indépendante de la rigidité relative et proportionnelle à ses surfaces tributaires. Les diaphragmes flexibles se

composent des diaphragmes-chemises en contre-plaqué [15], et tablier de plancher en acier, comme indiqué dans la section 12.3.1.1 d'ASCE.

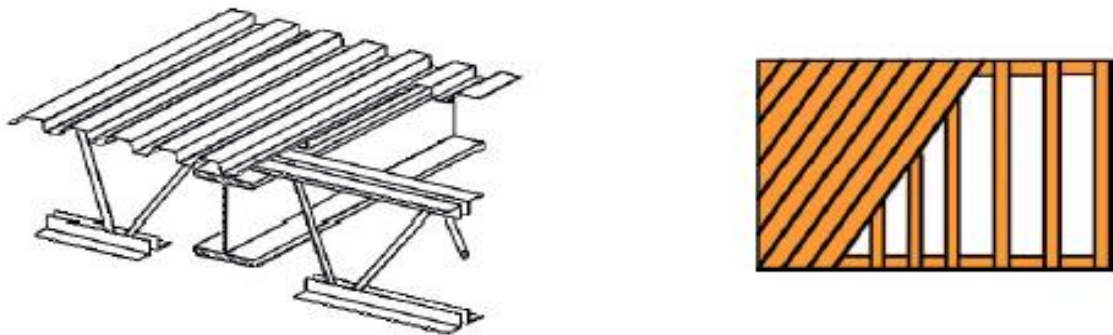


Figure 2.25: Tablier de plancher en acier

Diaphragmes-chemises en contreplaqué

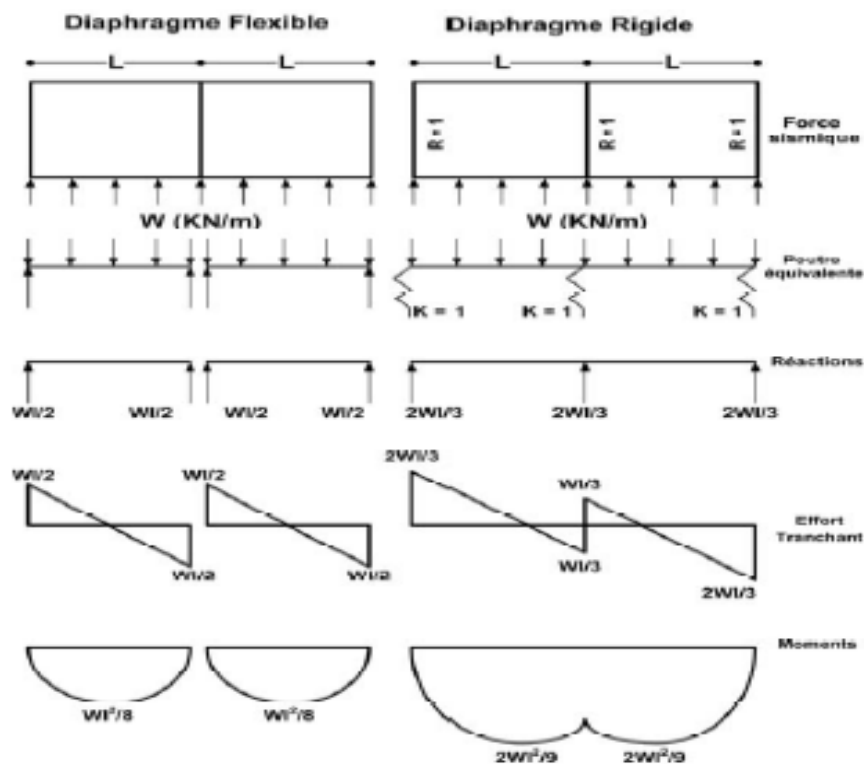


Figure 2.26: Comparaison entre diaphragmes rigide et flexible

Un diaphragme qui ne se conforme pas à la définition d'un diaphragme flexible est considéré comme rigide. La répartition du chargement aux appuis est proportionnelle à leur rigidité relative et est indépendante des surfaces tributaires [16]. Les diaphragmes rigides se composent de diaphragmes en béton armé et de plancher en acier mixte. La figure (fig.2.26) fournit une comparaison entre les diaphragmes flexible et rigide.

#### 2.3.3.4 IBC (International Building Code)

Selon la section 1613.2.5.1 de IBC, un diaphragme est considéré flexible, quand le déplacement du point médian, sous la charge latérale [17], excède deux fois le déplacement moyen des appuis d'extrémité.

#### 2.3.3.5 Eurocode EC8

La norme EN 1998-1 fixe un critère à satisfaire pour que les diaphragmes puissent être considérés comme rigides dans leur plan lors de l'analyse structurale : les déplacements horizontaux ne doivent pas excéder plus de 10 % les déplacements calculés dans l'hypothèse du diaphragme rigide dans la situation sismique de calcul. Lorsque cette condition n'est pas respectée [18], le diaphragme est représenté dans le modèle du bâtiment avec sa raideur effective lors de l'analyse structurale.

Une autre règle concernant les diaphragmes est donnée dans l'Eurocode EC 8:

Les diaphragmes doivent présenter une raideur en plan suffisante pour permettre la transmission des forces horizontales aux éléments verticaux, conformément aux hypothèses de conception (par exemple : mouvement de corps rigide du diaphragme), plus particulièrement dans le cas de changement important de raideur d'un élément vertical au-dessus ou en dessous du diaphragme.

La condition de corps rigide peut être considérée comme respectée si les écarts de déplacement en plan de chaque point du diaphragme, par rapport à l'hypothèse de corps rigide, sont inférieurs à 5% du déplacement absolu correspondant sous la combinaison sismique d'actions.

#### 2.3.3.6 NZS 2004 (Code parasismique de la Nouvelle-Zélande)

Le règlement parasismique de la Nouvelle-Zélande donne une condition similaire de celle du code Américain UBC 97 c-à-d. : Un diaphragme est considéré flexible [19], quand le déplacement du point médian, sous la charge latérale, excède deux fois le déplacement moyen des appuis d'extrémité

#### 2.3.3.7 FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency)

L'un des codes le plus utilisé aux Etats-Unis prend le nom du NEHRP, « le National Earthquake Hazard Reduction Program », (programme national de réduction des risques sismiques), sous l'égide de la Federal Emergency Management Agency (FEMA) [20]. Les résultats de ce projet sont présentés dans un certain nombre de rapports, désignés sous le nom de rapports de la FEMA dans ce texte.

Parmi les rapports, la revue la plus exhaustive des diverses problématiques liées à la déformabilité des diaphragmes dans leur plan, est présentée dans FEMA450 [21], FEMA356 [22].

Selon FEMA le diaphragme est classé comme :

Rigide :  $\Delta_{\text{Diaphragme}} < 0.5 \Delta_{\text{étage}}$

Semi-rigide :  $0.5 \Delta_{\text{étage}} \leq \Delta_{\text{Diaphragme}} \leq 2.0 \Delta_{\text{étage}}$

Flexible :  $\Delta_{\text{Diaphragme}} > 2.0 \Delta_{\text{étage}}$

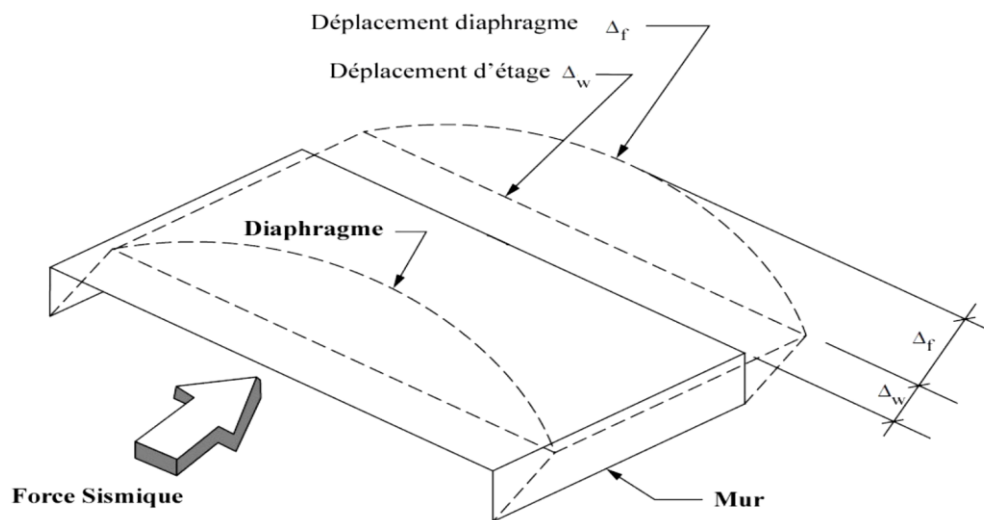


Figure 2.27: Flexibilité de Diaphragme

$$\Delta_T = \Delta_f + \Delta_w$$

Avec :

$\Delta_T$  = Déplacement Total

$\Delta_f = \Delta_{\text{Diaphragme}}$  = Déplacement maximal du diaphragme

$\Delta_w = \Delta_{\text{étage}}$  = Déplacement moyen d'étage au-dessous du diaphragme

### 2.3.3.8 RPA 99 (Version 2003) Règlement Parasismique Algérienne

L'Algérie comme tous les pays sismiques a des normes de construction en zones sismiques. Ces normes ont été menées depuis le séisme d'El Asnam de 1980 et sont connues sous le nom « RPA » (RPA83, RPA88, RPA99, RPA2003). Depuis 1999, les nouvelles règles parasismiques ont été établies sur le modèle Américain [23].

Aucune indication relative au calcul des diaphragmes flexibles ou semi flexibles dans leur plan, sollicités par l'action sismique, n'est fournie dans le règlement algérien « RPA ». Il prévoit seulement que le rapport entre la longueur et la largeur doit être

inférieur ou égale à 4, la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction ; et dans le cas de présence d'ouvertures dans les planchers, la surface totale de ces ouvertures doit rester inférieure à 15 % de celle de plancher.

Pour mieux apprécier, le tableau suivant résume la condition de considération des diaphragmes pour les différents codes parasismiques :

Tableau 1: Condition de flexibilité des diaphragmes pour les différents codes parasismiques

	<b>RPA</b>	<b>EC 08</b>	<b>ASCE 7 IBC UBC</b>	<b>FEMA</b>	<b>New Zeland Standard NZS</b>
Déplacement $\Delta$ plancher	X	$\leq 10\%$ déplacement résultant de l'hypothèse du diaphragme rigide	<b>Rigide</b> ; quand la déformation maximale latérale de diaphragme $\leq 2 \Delta$ le déplacement moyen inter - étage	<b>Rigide</b> ; quand la déformation maximale latérale de diaphragme $\leq 0.5 \Delta$ le déplacement moyen inter - étage	<b>Rigide</b> ; quand la déformation maximale latérale de diaphragme $\leq 2 \Delta$ le déplacement moyen inter - étage
Surface d'ouverture sur le plancher	$\leq 15\%$ Surface de plancher	X	$\leq 50\%$ Surface de plancher	$\leq 50\%$ Surface de plancher	$\leq 50\%$ Surface de plancher $X/L \leq 0.6$ $Y/I \leq 0.5$ L : longueur du plancher. I : largeur du plancher. X, Y : longueur et largeur d'ouverture respectivement.
Ratio L/I	$\leq 04$	$\leq 04$	$\leq 03$	$\leq 03$	$\leq 03$ bon $\geq 03$ et $\leq 04$ pas bon $\geq 04$ faible

### 2.4 Déformation en plan des diaphragmes

La déformation dans le plan du diaphragme est très importante pour la bonne tenue en service de la structure. Par conséquent, il est primordial de bien prédire cette déformation. Dans la plupart des codes de conception des diaphragmes, on identifie deux composants de déplacement du diaphragme [24] :  $\Delta_f$ ,  $\Delta_w$

Où le déplacement total est égal :

$$\Delta_T = \Delta_f + \Delta_w \quad (2)$$

$\Delta_T$  = Déplacement Total

$\Delta_f$  = Déplacement Flexionnel

$\Delta_w$  = Déplacement en Cisaillement

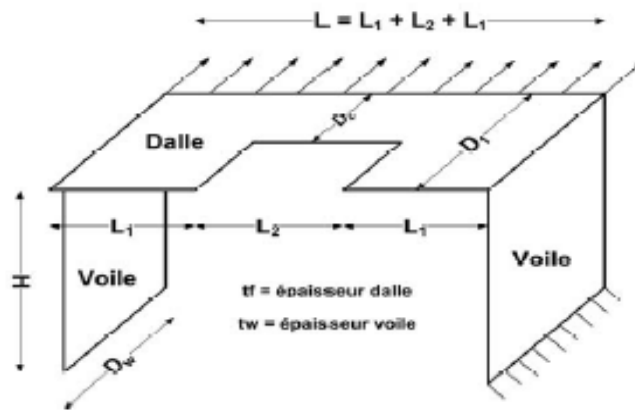


Figure 2.28: Schéma explicatif

Pour le calcul des déplacements du diaphragme  $\Delta_f$ ,  $\Delta_w$ , ils peuvent être calculés selon les formules suivantes [25] (fig.2.28) :

#### 2.4.1 Déplacement Flexionnel

- Cas Général

$$\Delta_f = \frac{(4LL_1^3 - L_1^4)}{24Et_f D_1^3 / 12} + \frac{L[(L/2)^3 - L_1^3]}{6Et_f D_2^3 / 12} - \frac{[(L/2)^4 - L_1^3]}{8Et_f D_2^3 / 12} + \frac{\alpha(LL_1 - L_1^2)}{2Gt_f D_1} + \frac{\alpha[(LL_2) - L_1 L_2 - (L_2^2 / 4)]}{2Gt_f D_1} \quad (3)$$

- Cas d'un plancher rectangulaire

Si :  $D_1 = D_2$  et  $L_1 = 0$

$$\Delta_f = \frac{5L^4}{32ED_w^3 t_f} + \frac{\alpha L^2}{8GD_w t_f} \quad (4)$$

### 2.4.2 Déplacement en cisaillement

$$\Delta_w = \frac{2H^3L}{ED_w^3t_w} + \frac{\alpha HL}{2GD_w t_f} \quad (5)$$

Avec :

*G* : Module de Cisaillement

*E* : Module de Young

*H* : Hauteur du voile

*L* : Longueur de la dalle

*D<sub>w</sub>* : Largeur du voile

*t<sub>w</sub>* : Epaisseur du voile

*α* : Aire effective de cisaillement (pour une section rectangulaire = 5/6)

## 2.5 Conclusion

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence les recherches faites concernant le rôle et le comportement des diaphragmes dans les structures en béton armé. De nombreux règlements expliquent les conditions de considération pour les différents types de diaphragmes dans l'analyse des structures.

Le chapitre qui suit présente les différentes modélisations du diaphragme utilisé dans les logiciels de calcul ainsi que la conception des diaphragmes dans les codes parasismiques.

## CHAPITRE 3: MODELISATION DES DIAPHRAGMES

### 3.1 Analyse d'effet de Diaphragme

Une des avancées modernes dans le génie civil, et qui a eu le plus grand impact dans la pratique, est celle de traiter la structure en entier [26]. Il y a peu d'années, dans la pratique, la mode était d'étudier les éléments individuellement, ou dans des groupes limités, faisant plus tard des approximations brutes de la réponse pour l'ensemble de ces éléments.

Le code SEAOC de l'Association Structurale d'Ingénieurs de la Californie de 1959, recommande les conditions de la force latérale incluses dans l'annexe de Blume, Newmark et Corning pionnier 1961 [27], inclut l'exigence de la nécessité de distribuer l'effort tranchant d'étage, et les forces de cisaillement associés aux moments de torsion, aux éléments de résistance latéraux proportionnellement à leur rigidité à travers l'action du diaphragme.

Plusieurs méthodes et programmes informatiques ont été développés pour l'analyse des systèmes de bâtiments dans lesquels tout le nombre d'inconnus est réduit au moyen de quelques hypothèses. En plus de ces méthodes, les programmes machine 3D généralisés sont également disponibles. Dans cette section, un examen de ces méthodes et programmes informatiques de modélisation des structures en utilisant les systèmes tridimensionnels est effectué.

Au début des années 70, avec les développements en informatique, plusieurs programmes informatiques ont été conçus pour l'analyse du type de bâtiments de structures. Le programme TABS, qui a été développé par Wilson et Dovey en 1972, est un exemple de tels programmes. Dans la première version de TABS, une structure tridimensionnelle est réduite à une série de trames rectangulaires planaires et chaque trame est traitée comme structure indépendante.

La matrice structurale de rigidité est formée dans l'hypothèse que toutes les trames sont reliées à chaque niveau de plancher par un diaphragme, qui est rigide dans son propre plan. Dans le programme, les chargements transversaux sont transférés aux poteaux et voiles par ces diaphragmes rigides de planchers. En plus de trois degrés de liberté à chaque niveau de plancher (translation dans x et y et rotation z autour de l'axe vertical), dans les poteaux et voiles il y a un déplacement vertical supplémentaire et une rotation. Après le programme TABS, se sont succédés le TABS 80, TABS 90, et ETABS [28]. Les premières versions, désignées sous le nom de pseudo-programmes 3D, sont limités à des applications et ne donnent pas des résultats adéquats, particulièrement dans l'analyse transversale de chargement.

Une série de programmes structuraux généralisée d'analyse a été développée par le même groupe. SAP et SOLID SAP sont les deux programmes d'éléments finis pour l'analyse tridimensionnelle des structures. Ils ont été suivis de SAPIV, de SAP90 et de SAP2000. Pour modéliser les membres des systèmes structuraux, deux types différents d'éléments sont disponibles dans SAP : élément « FRAME » et élément « SHELL ». Tous les deux ont été dérivés par formulation d'éléments finis. SAP90 et SAP2000 sont largement répandus dans les bureaux d'études pour l'analyse et la conception des structures.

Il y a une autre méthode dans le domaine des analyses tridimensionnelles des structures en voiles avec trois degrés de liberté à chaque plancher [29]. Elle consiste à dériver la matrice structurale de rigidité pour un mur typique de cisaillement et avec l'hypothèse de plancher rigide de plancher. Dans cette méthode proposée, le système réduit est résolu en utilisant la méthode de rigidité.

La figure (fig.3.1), montre le nombre de degrés de liberté réduits au plancher pour une structure à un niveau.

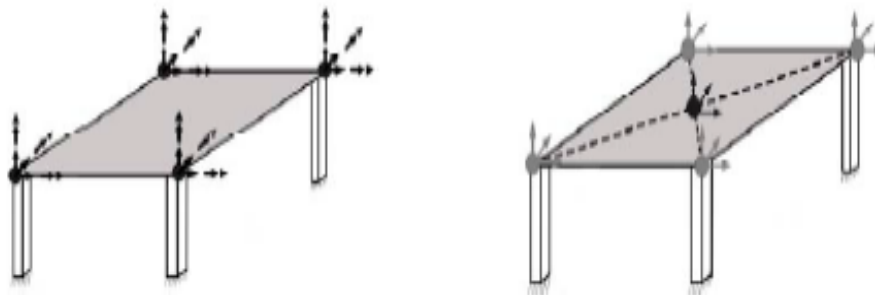


Figure 3.1: Réduction du nombre de DDL

De nos jours la règle est d'analyser la structure en entier. Certains des avantages de cette approche moderne pour la conception parasismique des bâtiments sont :

- La possibilité d'évaluer les diaphragmes flexibles ou rigides de plancher dans leur plan ;
- Simplification de l'analyse avec effet de la torsion de la structure entière ;
- La faisabilité de tenir compte des problèmes structuraux généraux d'intégrité ;
- La simplification de l'analyse de l'effet  $P\Delta$ , et les possibilités d'étudier la réponse de la structure en général.
- Les développements récents dans l'analyse incorporent la possibilité d'employer les éléments finis pour la modélisation pour l'analyse latérale de charges des éléments qui composent le diaphragme de plancher [30]. Les résultats graphiques

de plusieurs de ces applications, une fois correctement utilisés, rendent l'analyse plus courte qu'autrefois.

- La responsabilité de l'Ingénieur est de fournir les bons paramètres dans la modélisation du diaphragme avec les outils informatiques, et ne peut pas être prise légèrement.
- La description du diaphragme flexible ou rigide est subjective et elle n'est pas définie par un simple paramètre.
- L'importance de la géométrie du diaphragme comprenant la forme et les ouvertures ;
- Le système de plancher se composant de dalle, entrevous, ou un système de poutrelles avec des éléments préfabriqués ;
- La force qui relie les éléments de diaphragme aux éléments verticaux du système de résistance latéral ;
- La rigidité relative du diaphragme et des éléments structuraux verticaux (le diaphragme peut être considéré rigide s'il est soutenu par des poteaux, mais les mêmes diaphragmes seraient flexibles s'il y a les voiles).

En général, la plupart des systèmes de plancher pour les structures en béton armé utilisent des diaphragmes rigides dans leur plan, mais ceci pourrait être trompeur si les facteurs de limitation mentionnés affectent le comportement.

Certaines procédures d'analyse sont basées sur une description infiniment rigide du diaphragme. C'est une analyse échappatoire, qui ramène le nombre de degrés de liberté de la structure juste à trois degrés de liberté par diaphragme. Pour les structures en béton armé avec des planchers de forme carrée ou rectangulaire avec un rapport longueur/largeur moins de 3 et sans ouvertures larges, l'approche infiniment rigide peut être une idéalisation raisonnable du comportement réel.

Néanmoins la négligence de ce type d'approche mène à des résultats incorrects particulièrement quand l'approche rigide de diaphragme est employée sans soin approprié.

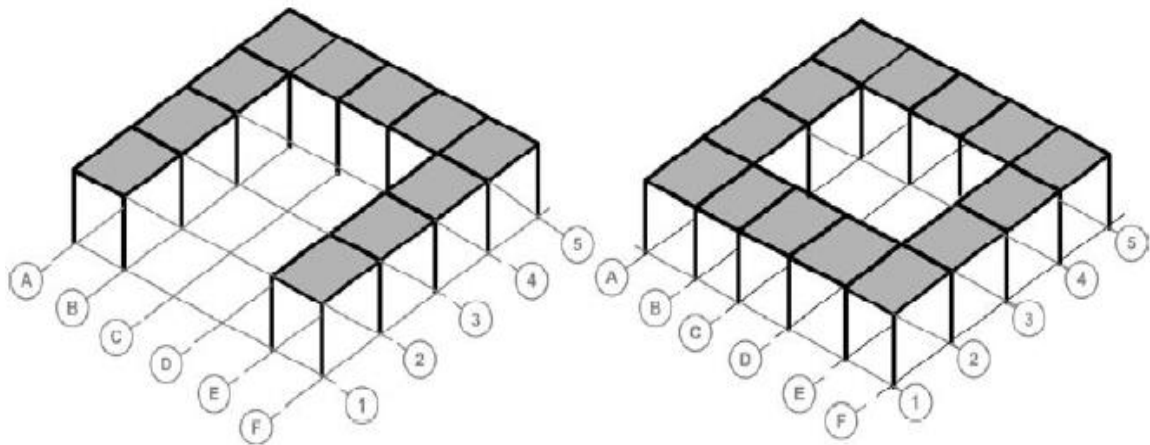


Figure 3.2: Exemples de diaphragmes qui ne sont pas appropriés à modéliser comme diaphragmes rigides

La figure (fig.3.2) donne des exemples de la géométrie de diaphragmes qui ne devraient pas être modélisés en tant que diaphragmes rigides.

Dans le cas de bâtiment, avec des diaphragmes qui ne sont pas reliés à tous les éléments verticaux du système de contreventement, l'accouplement des degrés de liberté des déplacements latéraux de poteaux et les murs qui ne sont pas en contact avec le diaphragme aux degrés de liberté de translation horizontaux est une source d'erreur possible parce que les poteaux libres prendraient une partie de la charge latérale du diaphragme.

Un cas semblable peut se développer dans les bâtiments de faible hauteur, si les poteaux d'un côté du bâtiment sont couplés au diaphragme de l'autre côté du bâtiment, c-à-d une déformation du cisaillement réel prise par les colonnes se produit.

La figure (fig.3.3) montre un cas commun dans les immeubles dans lesquels deux diaphragmes rigides indépendants peuvent être employés si les éléments de plancher liant les diaphragmes indépendants sont modélisés convenablement pour les déformations de flexion [31].

Un des inconvénients principaux de l'hypothèse du diaphragme infiniment rigide est que l'analyse perd de vue l'écoulement des forces et des chemins de charge dans le diaphragme.

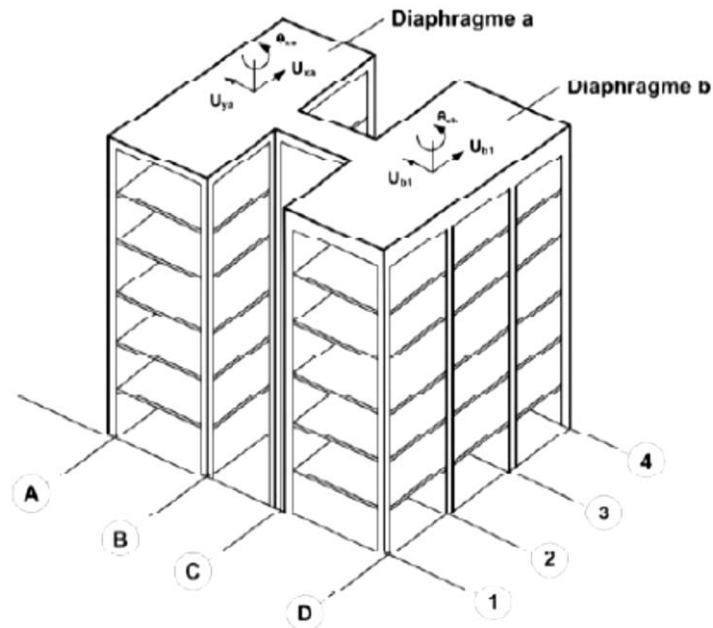


Figure 3.3: Diaphragmes rigides indépendants liés par des éléments flexibles

La seule solution est d'étudier l'importance et le sens d'écoulement approximatif des forces internes du diaphragme et de la différence de l'effort tranchant des éléments verticaux du système de contreventement relié au-dessus et en dessous du diaphragme. C'est particulièrement important de considérer le transfert (voir fig.3.4) des forces dans des diaphragmes avec des changements brusques de la géométrie et de la rigidité du bâtiment tel que le diaphragme supérieur avec ceux des murs reliés au sous-sol.

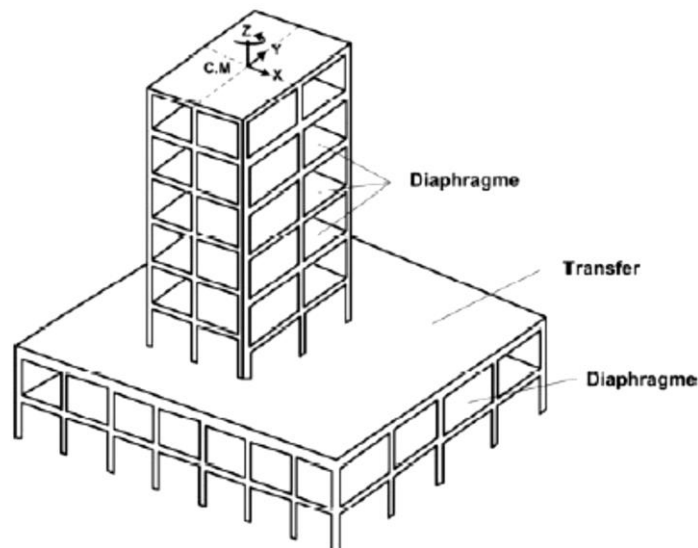


Figure 3.4: Exemple de transfert des forces au travers le diaphragme

Le transfert des forces du diaphragme est la partie sensible de la charge latérale de cisaillement portée par les différents éléments verticaux et distribuée par le diaphragme aux éléments qui ne continuent pas vers le haut. Cet écoulement de la force doit être étudié avec soin pour concevoir l'élément approprié du collecteur de forces pour résister aux forces appliquées. Quand l'hypothèse du plancher infiniment rigide est employée, les forces axiales, de flexion et de cisaillement liées aux éléments de diaphragme avec décrochement sont perdues et ne sont pas rapportées dans le rendement régulier des programmes informatiques actuellement en service, parce que l'hypothèse de modélisation est avec précision basée sur un empêchement de déformations du diaphragme dans son plan.

L'hypothèse du diaphragme infiniment rigide doit modéliser les caractéristiques des éléments plats qui composent le diaphragme en utilisant les éléments finis. Ce procédé a l'avantage que des forces internes des éléments sont par habitude obtenues à partir des résultats d'analyse. L'autre type de responsabilités est exigé du concepteur en choisissant les éléments appropriés à partir des nombreux disponibles dans des programmes machine en cours d'analyse et en définissant les propriétés descriptives de rigidité [31].

L'Ingénieur doit introduire de manière adéquate les caractéristiques des éléments utilisés et la procédure pour l'interprétation des résultats, comme la déformation et les efforts pour les différents nœuds du modèle.

Dans n'importe quelle analyse d'éléments finis, les résultats dépendent beaucoup de la densité du maillage utilisé.

### 3.2 Modélisation des diaphragmes

Dans un système tridimensionnel typique, les éléments de la structure qui sont utilisés en modélisant les poutres et les poteaux avec six degrés de liberté par nœud : trois translations et trois rotations [32].

Un exemple d'un membre tridimensionnel est montré sur la figure (fig.3.5).

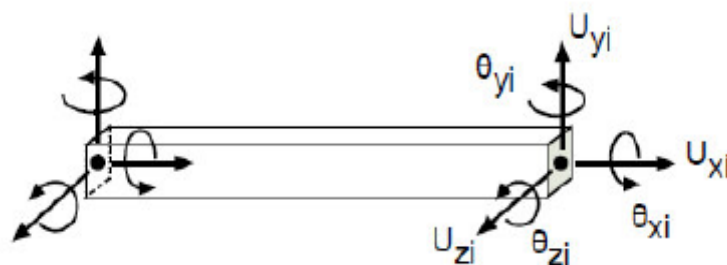


Figure 3.5: Elément tridimensionnel

Si la structure est en voile, une maille des éléments plats rectangulaires ayant six degrés de liberté à chaque coin devrait être utilisée probablement pour la modélisation (un élément plat rectangulaire typique d'effort ayant 24 degrés de liberté est montré sur la figure (fig.3.6)).

Si le système entier est considéré, il y aura trop d'inconnues et un grand système des équations devrait être résolu afin d'obtenir des résultats d'une telle analyse.

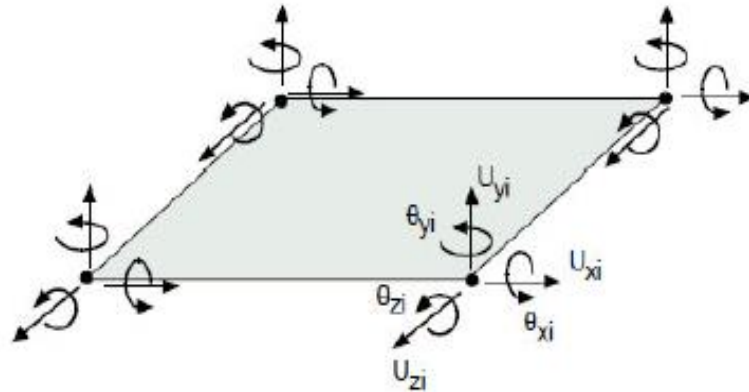


Figure 3.6: Élément plaque rectangulaire

### 3.3 Hypothèse du diaphragme rigide

Une des hypothèses les plus importantes dans cette étude est celle du plancher rigide qui simplifie le problème de manière significative et réduit le temps de calcul. L'hypothèse du diaphragme rigide est basée sur la rigidité des planchers dans leur propre plan [33].

Les mesures sur le terrain pour un grand nombre de structures ont vérifié que les déformations des planchers dans leurs plans sont petites comparées aux déplacements horizontaux inter-étages. Avec l'utilisation des diaphragmes rigides de plancher, les chargements transversaux horizontaux agissant aux niveaux du plancher sont directement transférés aux éléments structuraux verticaux (les poteaux et voiles). Ceci a comme conséquence trois degrés de liberté en déplacement à chaque niveau de plancher (translations dans deux directions et rotation orthogonale dans la direction verticale), et les déplacements dans le plan du diaphragme peuvent être exprimés en termes de ces déplacements.

Une modélisation raisonnable du diaphragme rigide, consiste à définir un nœud maître à chaque plancher, ayant trois degrés de liberté (deux translations et une rotation) ; le nœud principal est situé au centre de gravité de chaque plancher [34] [35]. Tous les autres nœuds sur ce plancher s'appellent les nœuds esclaves et se composent de trois

déplacements (translation dans la direction x, translation dans la direction y et rotation au tour de l'axe z) peuvent être représentés en utilisant les déplacements du nœud principal et de la distance au nœud principal comme dans la figure suivante :

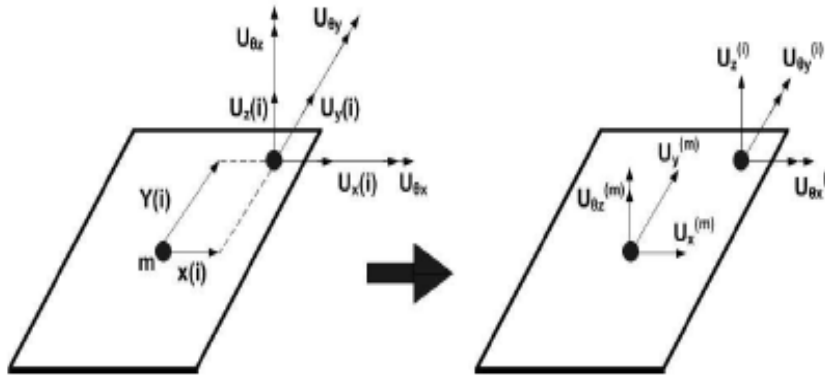


Figure 3.7: Nœud maître – Nœud esclave

Comme illustré sur la figure (fig.3.8), quand la structure est soumise à une charge latérale et la rigidité dans le plan du plancher est sensiblement plus grande que la rigidité horizontale des poteaux, les déformations dans le plan du plancher peuvent être ignorées [36].

En conséquence, les valeurs  $\delta_1$  et  $\delta_2$  peuvent être considérées égales.

Quand une structure à un étage, (voir fig.3.9), est soumise à un moment de torsion dans la direction verticale et la rigidité dans le plan du plancher est sensiblement plus grande que la rigidité horizontale des poteaux, le diaphragme entier du plancher sera tourné de  $\Phi$ ,

$$\text{Où, } \Phi = \Phi_1 = \Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4.$$

En conséquence, les quatre degrés de liberté peuvent être réduits à un seul degré de liberté.

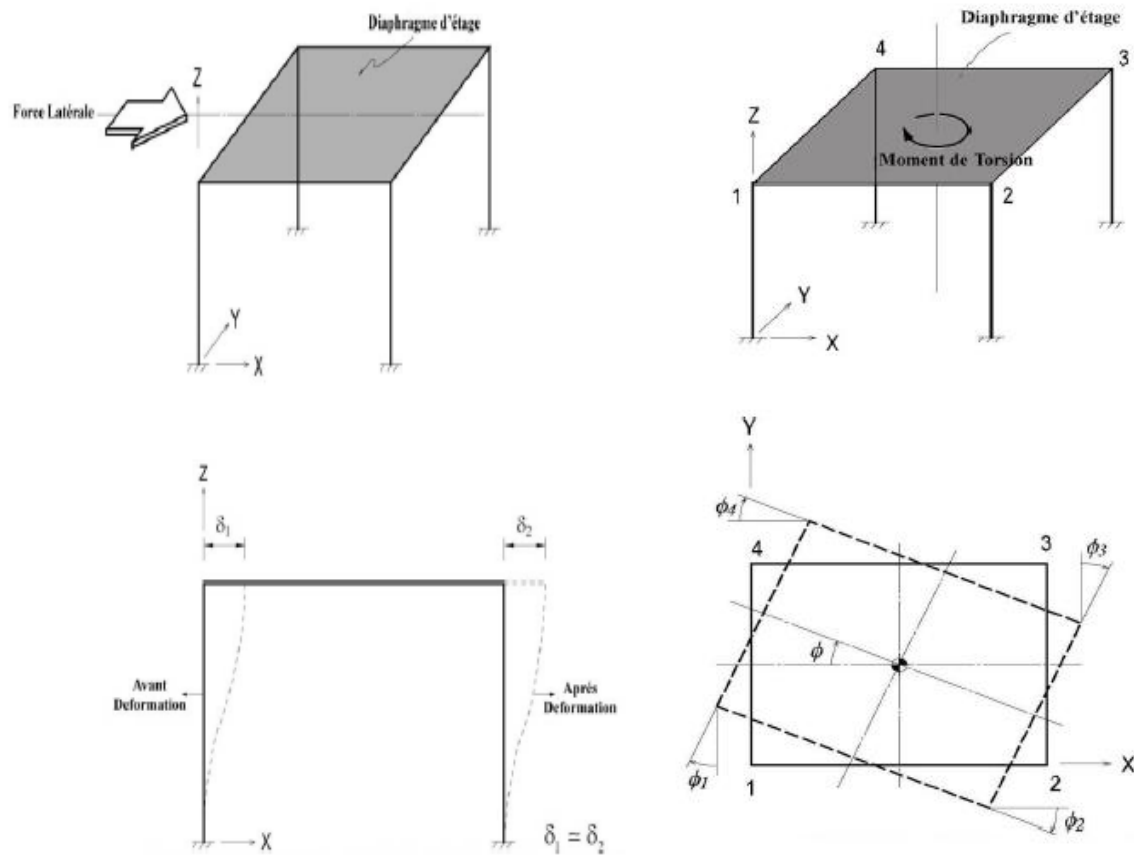
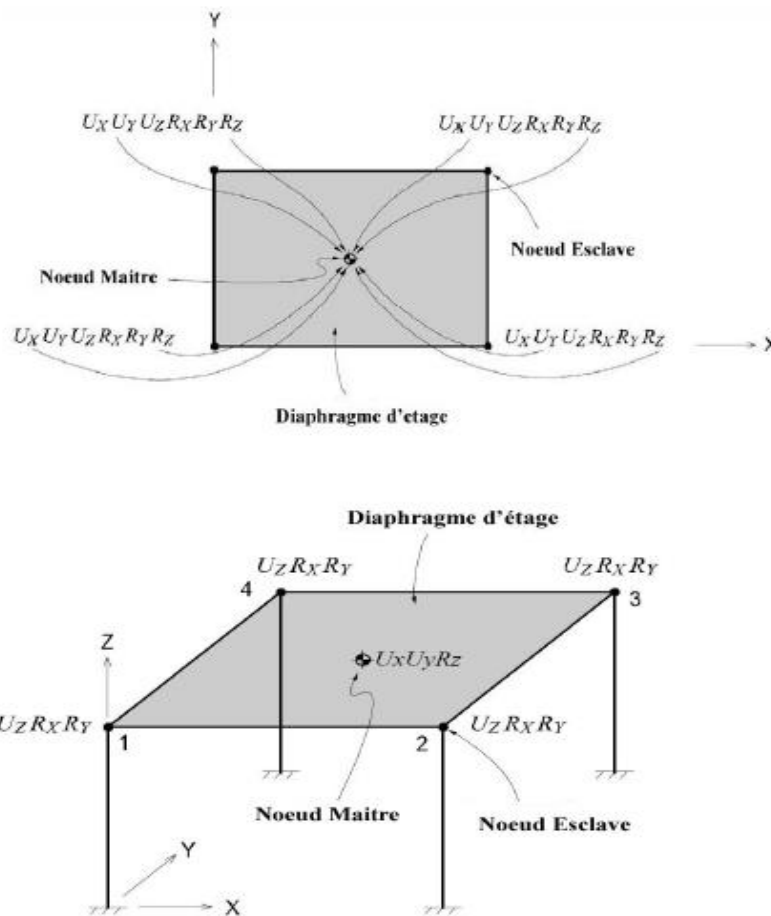


Figure 3.8: Les déformations dans le plan du plancher    Figure 3.9: Rotation du plancher

La figure (fig.3.10) montre un processus dans lequel un total de 24 (6×4) degrés de liberté sont réduits à 15 degrés de liberté dans le plancher, vu ses actions de diaphragme.

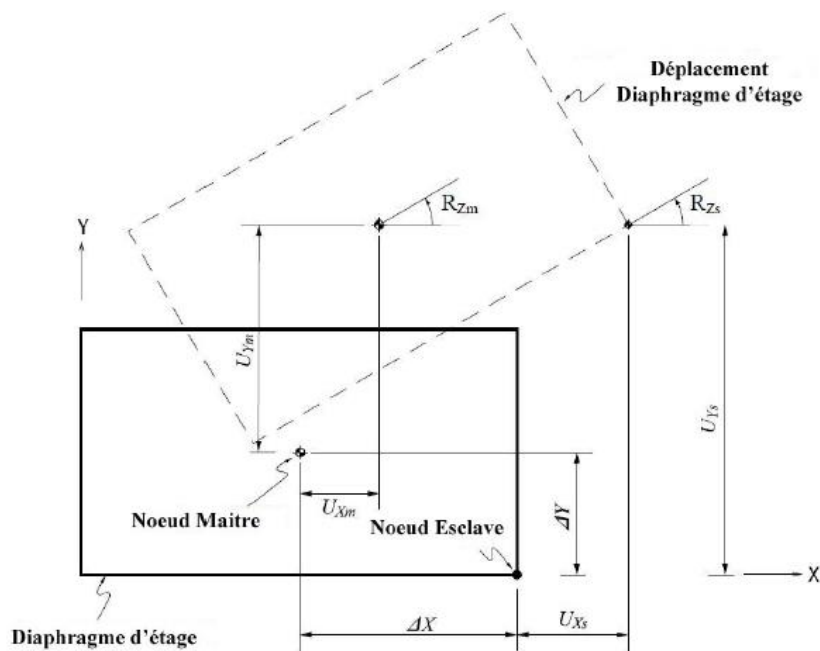


- $U_X$  : Déplacement dans la direction  $X$  au nœud correspondant.
- $U_Y$  : Déplacement dans la direction  $Y$  au nœud correspondant.
- $U_Z$  : Déplacement dans la direction  $Z$  au nœud correspondant.
- $R_X$  : Rotation autour de l'axe des abscisses au nœud correspondant.
- $R_Y$  : Rotation autour de l'axe des ordonnées au nœud correspondant.
- $R_Z$  : Rotation autour de l'axe  $Z$  au nœud correspondant.

Figure 3.10: Réduction de degrés de liberté pour le diaphragme de plancher avec rigidité significative dans son plan.

Comme illustré sur la figure (fig.3.11), si les déplacements de translation et de rotation prennent place simultanément dans un diaphragme infiniment rigide de plancher dû à une charge latérale, les déplacements d'un point sur plancher d'étage peuvent être obtenus par :

$$\begin{aligned}
 U_{Xs} &= U_{Xm} - R_{Zm}\Delta_Y \\
 U_{Ys} &= U_{Ym} + R_{Zm}\Delta_X \\
 R_{Zs} &= R_{Zm}
 \end{aligned}$$



$U_{Xm}$  : Déplacement dans la direction  $X$  du nœud maître.

$U_{Ym}$  : Déplacement dans la direction  $Y$  du nœud maître.

$R_{Zm}$  : Rotation dans l'axe  $Z$  au nœud maître.

$U_{Xs}$  : Déplacement dans la direction  $X$  du nœud esclave.

$U_{Ys}$  : Déplacement dans la direction  $Y$  du nœud esclave.

$R_{Zs}$  : Rotation dans l'axe  $Z$  au nœud esclave.

Figure 3.11: Déplacements de translation et de rotation pour un diaphragme rigide

### 3.4 Distribution des forces latérales

Pour être considéré comme diaphragme, un système de plancher doit pouvoir transmettre les forces latérales aux murs de cisaillement sans excéder une déflexion qui causerait une destruction à n'importe quel élément vertical. L'action réussie d'un diaphragme exige également qu'il soit correctement liaisonné aux murs de support de cisaillement. La conception devrait assurer cette action par un détail approprié à la jointure entre les éléments structuraux horizontaux et verticaux du bâtiment [16].

Des diaphragmes peuvent être considérés comme analogues aux poutres horizontales.

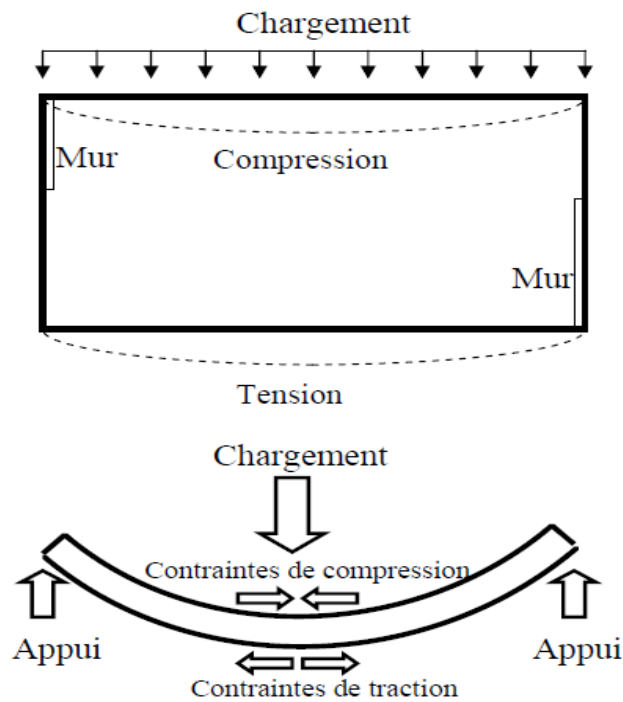


Figure 3.12: Analogie diaphragme/poutre

La rigidité d'un diaphragme horizontal affecte la distribution des forces latérales dans les murs de cisaillement. Aucun diaphragme n'est infiniment rigide ou flexible. Cependant, pour une analyse structurale, les diaphragmes peuvent être classifiés dans trois groupes : rigide, semi-rigide ou semi flexible et flexible.

Des diaphragmes peuvent être construits avec différents matériaux tels que le béton, le bois ou l'acier dans diverses formes. Les combinaisons de tels matériaux sont également possibles. Quand le diaphragme se compose d'unités telles que le contre-plaqué [37], les planches de béton préfabriqué ou tablier métallique, ses caractéristiques dépendent, largement, des liaisons d'une unité à l'autre et aux membres de support. De telles liaisons doivent résister à des efforts de cisaillement dus aux actions de translation et de rotation internes.

#### 3.4.1 Diaphragme rigide

On admet qu'un diaphragme rigide [38] distribue les forces horizontales aux éléments de résistance verticaux proportionnellement aux rigidités relatives de ces éléments (fig. 3.13).

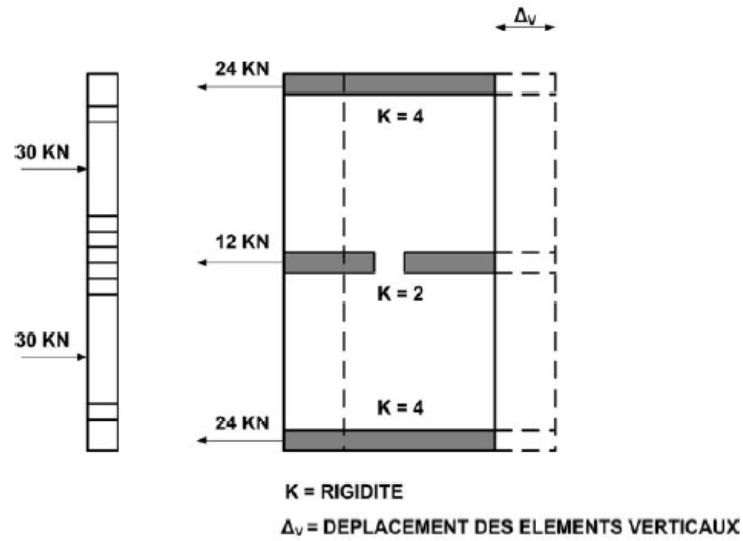


Figure 3.13: Distribution des forces latérales (diaphragme rigide)

3.4.2 Diaphragmes semi rigides ou semi flexibles

Les diaphragmes semi rigides ou semi flexibles sont des diaphragmes qui se déforiment de manière significative sous la charge [38], mais ont la rigidité suffisante pour distribuer une partie de la charge aux éléments verticaux proportionnellement aux rigidités de ces éléments.

L'action est analogue à une poutre continue de rigidité appréciable sur le rendement des appuis (fig.3.14). Les réactions du diaphragme dépendent de la rigidité relative du diaphragme et des éléments de résistance verticaux.

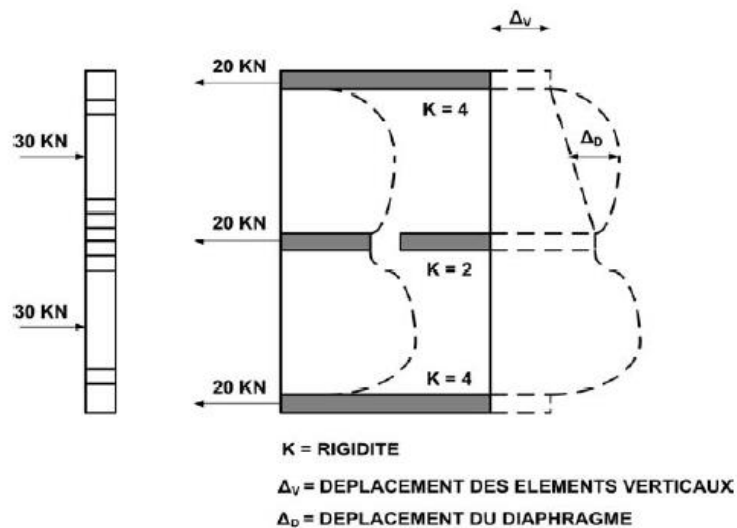


Figure 3.14: Distribution des forces latérales (diaphragme semi-rigide)

### 3.4.3 Diaphragme flexible

Un diaphragme flexible est analogue à une poutre ou à des séries continues de poutres simples [38] ; la distribution des forces latérales aux éléments de résistance verticaux est proportionnelle aux surfaces tributaires.

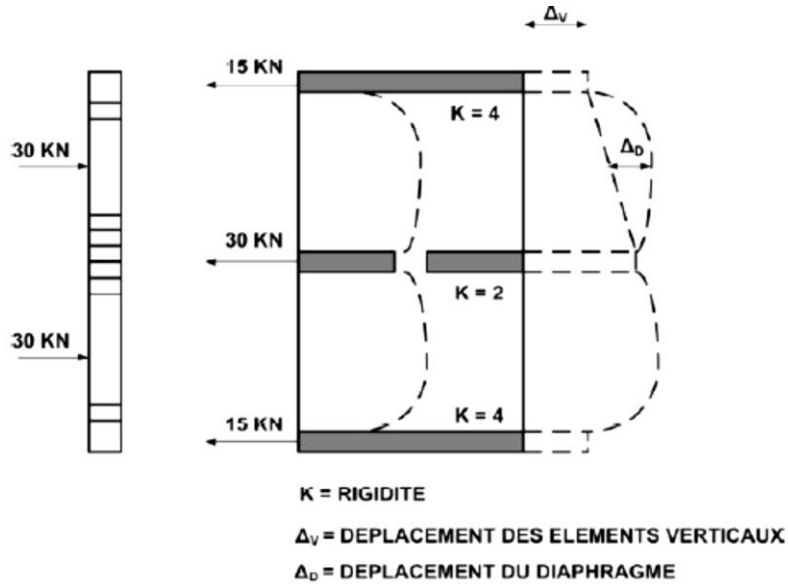


Figure 3.15: Distribution des forces latérales (diaphragme flexible)

### 3.5 Conception des diaphragmes dans les codes parasismiques

La conception des diaphragmes contenus dans les codes UBC, ASCE, IBC et RPA 99 sont semblables mais varient selon les paramètres de chaque règlement. Ces codes contiennent une clause qui limite la déviation dans leurs plans pour les diaphragmes d'étage.

La déviation dans le plan de diaphragmes calculée n'excède pas la déviation des éléments attachés afin de maintenir l'intégrité structurale [39].

#### 3.5.1 UBC (Uniform Building Code)

UBC-97 exige que le diaphragme du toit et de l'étage soient conçus pour résister aux forces déterminées conformément à [39] [12] :

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (6)$$

La valeur minimale de  $F_{px}$  à utiliser dans l'analyse est de  $0,5C_a IW_{px}$  et elle ne doit pas excéder  $C_a IW_{px}$

$$0,5C_a IW_{px} \leq F_{px} \leq C_a IW_{px} \quad (7)$$

$C_a$  : Coefficient sismique

$I$  : Facteur d'importance

$i$  : Indice identifiant le niveau au-dessus de la base

$x$  : Niveau d'étage

$W$  : Poids total du bâtiment

$F_i$  : Force Latérale appliquée au niveau  $i$

$F_t$  : Partie de l'effort tranchant à la base

$W_i$  : valeur de  $W$  au niveau  $i$

$W_{px}$  : poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau  $x$  comprenant 25% des charges d'exploitation

UBC-97 fait une exception pour les structures en charpente ne dépassant pas 3 étages sans sous-sol et pour d'autres bâtiments ne dépassant pas les 2 étages sans sous-sol:

$$F_{px} = \frac{3.0 C_a}{R} W_{px} \quad (8)$$

Où :

$R$  : est la ductilité globale du système de force latérale supposée dans le chapitre 5 de l'UBC-97

$$0,5C_a IW_{px} \leq F_{px} \leq C_a IW_{px} \quad (9)$$

### 3.5.2 IBC2003 (International Building Code)

Les codes actuels (par ex. d'IBC2000 et IBC2003) précisent que les forces de diaphragme peuvent être calculées en ayant recours aux forces latérales équivalentes [39] [40]. La force latérale équivalente est utilisée dans la conception des composantes verticales de la force sismique latérale du système résistant. Elle est calculée comme suit :

$$F_x = C_{vx} V \quad (10)$$

$F_x$  : La force latérale équivalente au niveau  $x$ .

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (11)$$

- $k=1$ , pour les bâtiments avec une période au plus égale à 0,5s ( $T \leq 0,5s$ )
- $k=2$ , pour les bâtiments avec une période au moins égale à 2,5s ( $T \geq 2,5s$ )

- pour les périodes entre 0,5s et 2,5s,  $k$  est obtenu en faisant une interpolation.  
 $h_x$  et  $h_i$ , la hauteur depuis la base jusqu'au niveau  $x$  ou  $i$ .  
 $w_x$  et  $w_i$ , la répartition du poids du bâtiment au niveau  $x$  ou  $i$ .  
 $V$ , l'effort tranchant à la base.

La force latérale utilisée pour la conception du diaphragme horizontal diffère de la force latérale utilisée pour la détermination de la composante verticale de la charge sismique latérale du système résistant.

Pour les zones de forte sismicité (catégorie C et D), la force du diaphragme spécifiée dans IBC 2000 est comme suit :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} + V_{px} \quad (12)$$

$F_{px}$  : La force du diaphragme au niveau  $x$ .

$F_i$  : La charge sismique latérale du système résistant au niveau  $i$ , calculée en utilisant l'équation (6).

$W_i$  : Le poids au niveau  $i$ .

$W_{px}$  : Le poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau  $x$ .

$V_{px}$  : Répartition de la charge sismique au niveau du diaphragme.

Pour les zones de faible et moyenne sismicité, la force du diaphragme est :

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I_p W_{px} + V_{px} \quad (13)$$

$F_{px}$  : La valeur d'accélération de la réponse spectrale pour des périodes courtes

$I_p$  : Facteur d'importance

Les valeurs de  $F_{px}$  déterminées au-dessus sont amplifiées par un facteur pour déterminer les forces réelles du diaphragme. Cette exigence est destinée à prévenir les dommages aux diaphragmes supportant des murs, car les plus grandes forces sont transférées aux diaphragmes.

Cette exigence ne s'adresse pas spécialement à la flexibilité du diaphragme ou la participation de plus grands modes. Le code IBC 2000 spécifie un facteur de 2.5 pour l'utilisation des diaphragmes supportant des murs de béton. D'autres codes spécifient les valeurs extrêmes (limites minimale et maximale) pour la force du diaphragme.

La force minimale appliquée au diaphragme est donnée dans UBC-97 et égale à :

$$0.5 C_a I_p W_{px}$$

Où :

$C_a$ : Un coefficient sismique représentant l'accélération spectrale du mouvement de sol dans la soi-disant portion d'accélération constante du spectre.

Ce niveau de force minimal est destiné pour représenter de plus grands effets de mode.

La force de diaphragme maximum dans UBC-97 est  $1.0 C_a I_p w_{px}$  qui représente l'accélération de sol multipliée par un facteur d'importance.

Les codes d'IBC 2000 et 2003 spécifient une force DS P px 0.2S I w minimale de diaphragme et une force de diaphragme maximum de  $0.4S DS I_p w_{px}$  et considérant  $S_{dc}$  qui est égale à  $2.5C_a$ , IBC 2000 et IBC 2003 donnent des valeurs qui sont semblables aux valeurs d'UBC-97. Bien qu'aucun facteur d'amplification associé à la réponse dynamique ne soit utilisé pour les diaphragmes dans les codes mentionnés auparavant, les facteurs d'amplification sont exigés pour la composition d'une composante non structurale.

### 3.5.3 ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers)

Le règlement ASCE 7-10 [14] donne une condition similaire de celle du code Américain IBC

### 3.5.4 RPA 99 (Version 2003)

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule:

$$F_{px} = \frac{F_t \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (14)$$

$W_{pk}$  = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum de charges d'exploitation (tableau 4.6 : Coefficient  $\beta$ : du RPA 99)

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit :

$$0,80 A W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1,60 A W_{pk} \quad (15)$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux reliant les chaînages de rive [23] pour assurer la distribution des forces d'ancrage. Dans les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous-diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux.

### 3.5.5 NZS2004 (Règlement Nouvelle-Zelande)

La force sismique Horizontale  $V$  à la base de la structure doit être calculée par la formule [39] [19] :

$$V = C_d(T_1) W_t \quad (16)$$

$C_d(T_1)$  : Coefficient d'action horizontale

$W_t$  : Poids sismique de la structure

$$C_d(T_1) = \frac{C(T_1)S_p}{K_u} \geq \left(\frac{Z}{20} + 0,02\right)R_u \quad (17)$$

$$C(T_1) = C_h(T_1) Z R_u N(T, D) \quad (18)$$

$C(T_1)$  : L'ordonnée du spectre élastique

$C_h(T_1)$  : Facteur de la forme spectrale

$Z$  : Facteur de risque sismique

$R$  : Période de retour

$N(T, D)$  : Facteur proche de la faille

$S_p$  : Facteur de performance de la structure égal à 0.7

$k_u = \mu$  pour :  $T_1 \geq 0.7s$

$k_u = \frac{(\mu-1)}{0,7} + 1$  pour :  $T_1 < 0.7s$

$\mu$  : Facteur de ductilité structurale

La force sismique horizontale  $V$  est distribuée sur la hauteur totale de la structure suivant la formule suivante :

$$F_{\text{étage}} = F_t + 0,92V \frac{W_{\text{étage}} h_{\text{étage}}}{\sum_{\text{étage}=1}^n W_{\text{étage}} h_{\text{étage}}} \quad (19)$$

$F_{\text{étage}}$  : Portion de la force sismique horizontale à l'étage

$F_t = 0.08V$  si :  $h_e = \text{Niveau supérieur}$  ;  $F_t = 0$  si :  $h_e \neq \text{Niveau supérieur}$

$V$  : Force sismique horizontale

$W_{\text{étage}}$  : Poids de l'étage

$h_{\text{étage}}$  : Hauteur de l'étage

### 3.6 État de l'Art des méthodes de répartition des efforts horizontaux dans les structures en béton armé

Dans cette partie sont présentées les méthodes existantes de calcul de répartition des efforts horizontaux manuellement dans les structures en béton armé. On constate que

toutes ces méthodes sont développées pour des structures mono-matériau. Dans la littérature, les structures en béton bénéficient d'une richesse de méthodes que l'on ne retrouve pas dans les autres matériaux, probablement car le béton reste aujourd'hui un des matériaux les plus utilisés dans la construction [41].

La majeure partie des méthodes est issue de l'ouvrage d'Henry THONIER [42] et du Traité de Génie civil, vol.8 de l'EPFL [43]. Pour l'essentiel, ces méthodes trouvent leur origine dans l'étude menée par MM. ALBIGES et GOULET sur le contreventement des bâtiments publiée en Mai 1960 dans les Annales de l'ITBTP. L'intérêt de présenter ici les méthodes est de montrer les différences d'approches. Les différentes méthodes ne sont bien sûr pas détaillées avec précision, seules la démarche de calcul et les hypothèses sont présentées ici. Tous les voiles sont modélisés avec les mêmes caractéristiques mécaniques, géométriques et dynamiques.

### 3.6.1 Approche générale

On distingue deux types de contreventement, le contreventement dit isostatique et celui dit hyperstatique (fig.3.16). Dans le cas de contreventement isostatique (contreventement par trois voiles non concourants et non parallèles), la répartition se fait uniquement selon la position des voiles. Dans le cas d'un contreventement hyperstatique, la répartition se fait au prorata des rigidités de chaque voile. Un contreventement hypostatique ne permet pas de stabiliser de manière correcte le bâtiment, il n'est donc pas étudié.

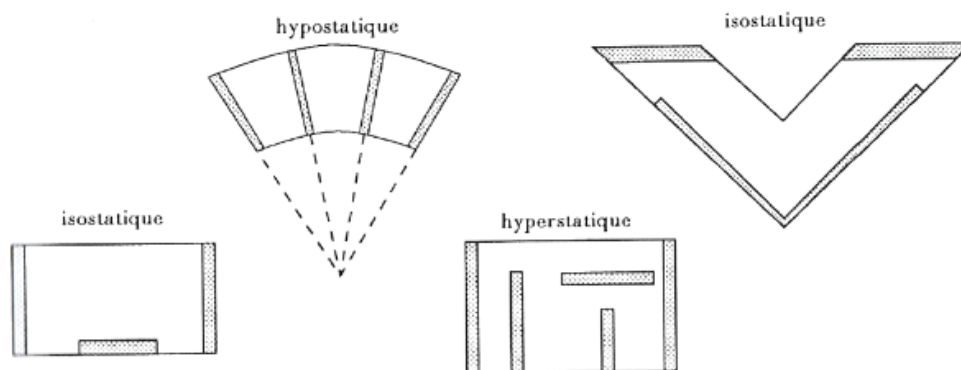


Figure 3.16: Différents types de contreventement

La notion de torsion est très importante pour l'étude de la répartition des efforts horizontaux entre les voiles. C'est en effet la position du centre de torsion par rapport à la charge et par rapport à chacun des éléments verticaux de contreventement qui détermine d'une part, l'existence d'un moment de torsion et d'autre part, les efforts engendrés dans les voiles [44].

### 3.6.1.1 Notion de rigidité

La notion de rigidité d'un élément de structure est directement liée au déplacement par la relation  $F=K \times \delta$  où  $F$  est l'effort appliqué,  $\delta$  le déplacement provoqué par l'application de la force  $F$  et  $K$  la rigidité de l'élément, comme l'illustre la figure (fig.3.17) pour l'exemple d'une poutre console.

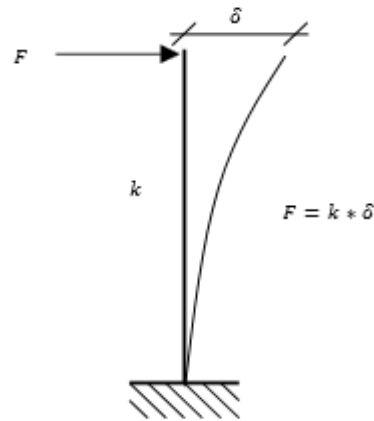


Figure 3.17: Relation liant l'effort appliqué, la raideur et le déplacement

Dans bien des cas, la raideur d'un voile en béton est assimilée à son inertie. Cette approximation s'explique par le fait que pour une poutre élancée, dû fait de la prédominance de la flexion par rapport au cisaillement, le déplacement est directement proportionnel à l'inertie. Il y a alors proportionnalité entre la raideur et l'inertie. Par conséquent, réaliser une répartition au prorata des rigidités équivaut à réaliser une répartition au prorata des inerties.

### 3.6.1.2 Forme générale des efforts dans les voiles

Dans le cas de contreventement hyperstatique, les efforts dans les éléments de contreventement se décomposent de la manière suivante :

***Effort dans le voile = Effort apporté par la translation du plancher + Effort apporté par torsion***

Le premier terme dépend uniquement de la position et de la rigidité du voile. Le deuxième terme dépend de la configuration d'ensemble de l'étage.

### 3.6.2 Structures constituées de deux voiles parallèles

Dans le cas d'un contreventement composé de deux voiles simples parallèles, le modèle correspondant est une poutre sur deux appuis. Les efforts dans les voiles correspondent aux réactions d'appuis. Les efforts sont donc répartis en fonction de leur position par rapport à la charge comme le montre la figure (fig.3.18).

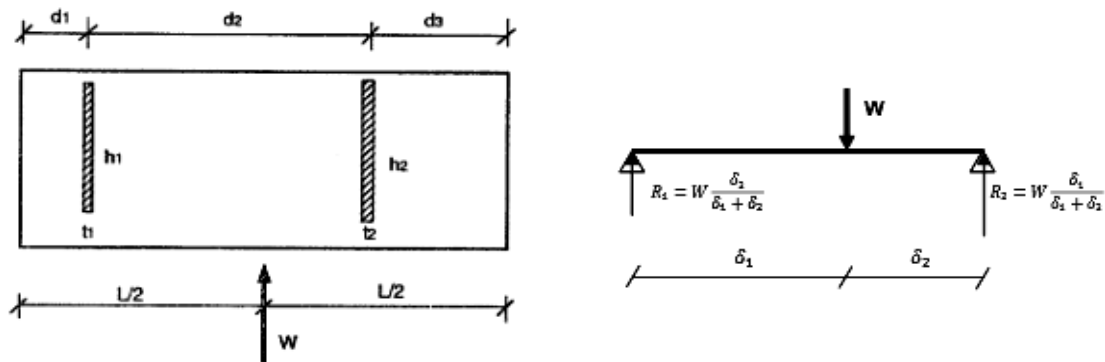


Figure 3.18: Contreventement par deux voiles parallèles et modèle correspondant

Dans le cas de la figure (fig.3.19), le calcul est identique en positionnant le centre du voile 1 au niveau du centre de torsion du voile en U (point C) [42].

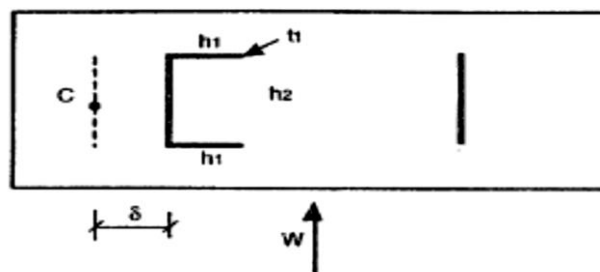


Figure 3.19: Contreventement par deux voiles parallèles dont un est un U symétrique

### 3.6.3 Structure constituée de n voiles parallèles

Cette méthode permet d'introduire une notion fondamentale pour l'étude du comportement des structures vis-à-vis des efforts horizontaux qui est la notion de torsion. Lorsque le centre d'application de la charge est excentré par rapport au centre de torsion de l'ensemble des voiles, on voit apparaître un moment de torsion qui engendre une rotation du plancher. Cette rotation fait apparaître des efforts supplémentaires dans les voiles. On retrouve alors la composition de l'effort dans les voiles comme définit en 3.6.1.2 à savoir la somme d'un effort dû à la translation du plancher et un dû à la rotation. La composante due à la rotation se détermine en fonction de la position du voile au centre de torsion.

Dans le cas de voiles parallèles (fig.3.20), on montrerait que la position du centre de torsion est confondue avec le centre de gravité des inerties des voiles. La répartition des efforts est la suivante en accord avec les notations de la figure (fig.3.20):

*Composante due à la translation :*

$$F_i = W \frac{I_i}{\Sigma I_i} \tag{20}$$

Elle est réalisée au prorata des inerties dans la direction de la charge.

Composante due à la rotation :

$$R_i = W \frac{e_x x_i}{\sum I_i x_i^2} \tag{21}$$

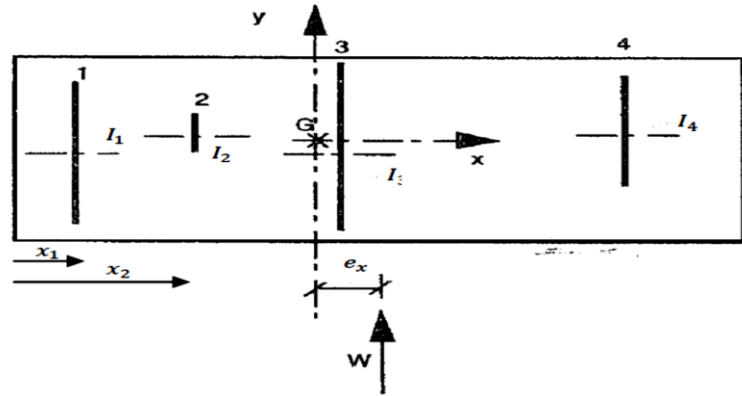


Figure 3.20: Contreventement par n voiles parallèles

La prise en compte des voiles composés est réalisée de la même manière que pour la méthode précédente à savoir que le voile composé est assimilé à son inertie équivalente appliquée à son centre de torsion [42].

Effort total dans le voile :

$$H_i = W \frac{I_i}{\sum I_i} + W \frac{e_x x_i}{\sum I_i x_i^2} \tag{22}$$

### 3.6.4 Cas d'un contreventement isostatique

La répartition des efforts dans les voiles de contreventement isostatiques (trois voiles non parallèles et non concourants) a la particularité de ne pas dépendre de la rigidité des éléments verticaux. En accord avec les notations de la figure (fig.3.21), la répartition des efforts est la suivante:

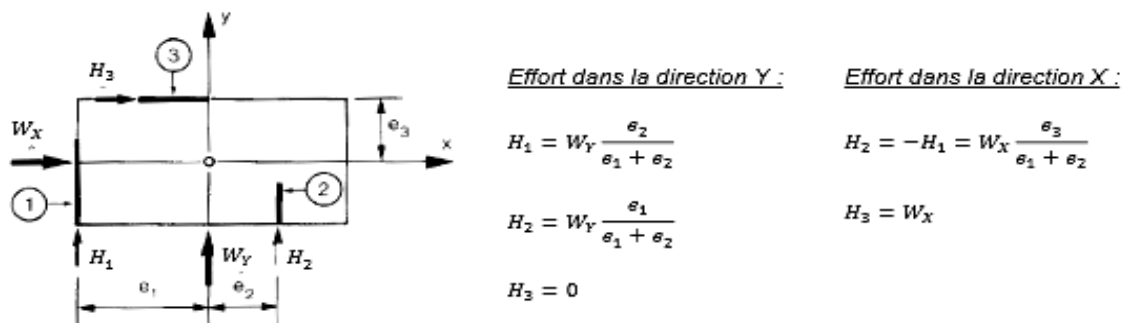


Figure 3.21: Contreventement isostatique et efforts dans les voiles

Le cas du contreventement isostatique est très rarement rencontré dans les structures réelles [43].

### 3.6.5 Méthode du centre de torsion

Contrairement aux méthodes précédentes, la méthode du centre de torsion, comme celle de la rigidité que l'on verra par la suite, est d'application très générale. La position et l'inclinaison des voiles et de la charge peuvent être quelconques. Les calculs sont donc plus fastidieux. Afin d'en faciliter la compréhension, après avoir explicité les principes généraux de la méthode, la démarche des calculs est présentée sous forme d'un organigramme.

#### 3.6.5.1 Principes généraux

La méthode consiste à :

- Déterminer les axes principaux d'inerties de l'ensemble des voiles afin de réaliser une répartition de la sollicitation dans les voiles au prorata des inerties dans la direction de ces axes. Ces axes déterminent surtout la ligne d'action des efforts statiques équivalents lors d'une étude sismique.
- Déterminer la position du centre de torsion et réaliser une répartition des efforts en fonction de l'inertie et de la position de chacun des voiles.

Les principes mécaniques utilisés sont les suivants :

- Utilisation de la propriété du centre de torsion suivante : si un effort est appliqué selon l'axe  $Ox$  sans moment, le plancher subit une translation sans rotation. La méthode exploite la réciproque à savoir que : si l'on impose une translation au plancher, la résultante des réactions dans les voiles est une force sans moment.
- La répartition des efforts se faisant au prorata des rigidités, la résultante est fonction des rigidités des voiles ;
- La répartition des efforts dans les voiles engendrés par une translation est fonction uniquement de la rigidité des voiles ;
- Les efforts dans les voiles engendrés par une rotation d'axe sont fonction de la position du centre de torsion ;
- La rigidité peut être remplacée par l'inertie des voiles (comportement en flexion).

#### 3.6.5.2 Notations

Les notations utilisées dans l'organigramme sont en accord avec les figures ci-dessous. La figure (fig.3.22) donne la définition des différents repères utilisés : le repère

général lié au centre de torsion (déterminé par les axes principaux d'inertie de l'ensemble des voiles), le repère lié aux axes principaux du voile et enfin le repère lié au voile et orienté selon le repère principal.

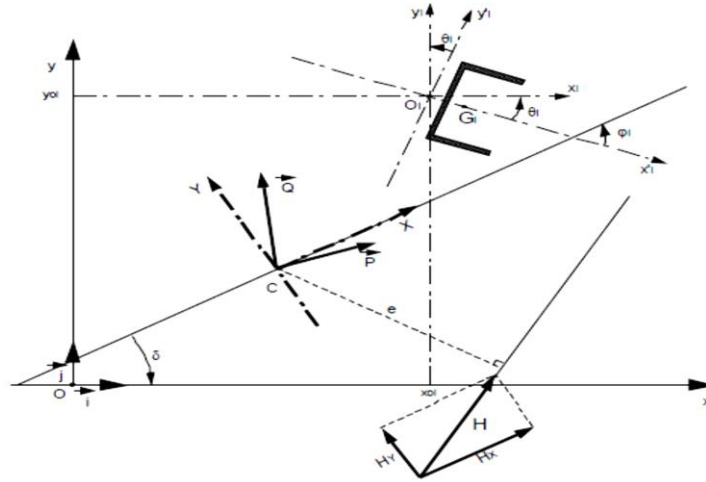


Figure 3.22: Repérage d'un voile, des axes principaux d'inertie et du chargement

La figure (fig.3.23) illustre l'expression de la résultante des efforts dans les voiles dus respectivement à une translation d'axe Ox, et d'axe Oy. Les deux autres figures définissent l'orientation et le positionnement de chacun des voiles [42].

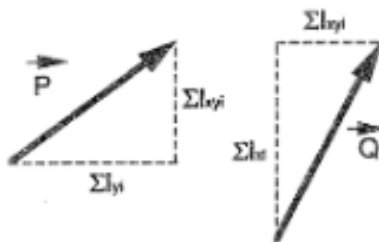


Figure 3.23: Définition des résultantes p et q

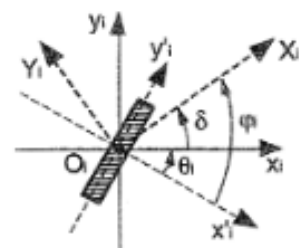


Figure 3.24: Définition des repères liés au voile

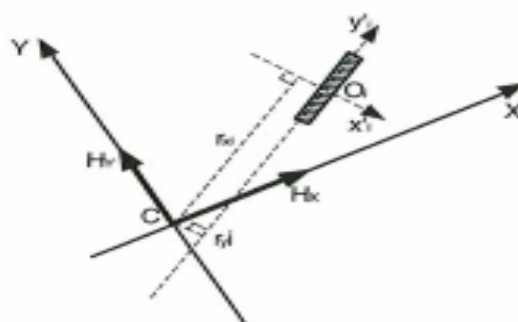
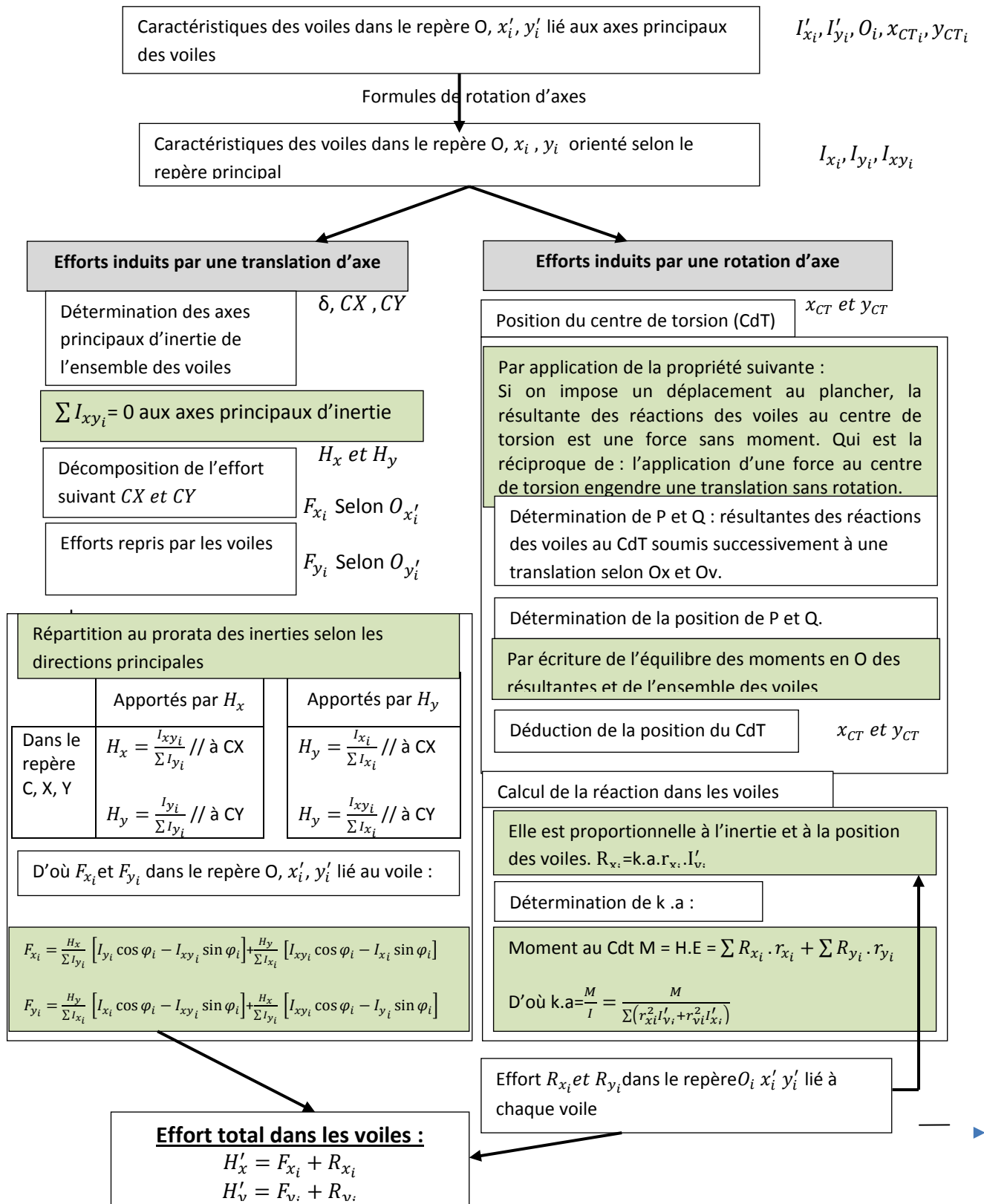


Figure 3.25: Définition d'un voile i par rapport au centre de torsion c



Organigramme 1: Méthode du centre de torsion

Dans son ouvrage, H. THONIER [42] considère cette méthode comme la plus précise. De plus le logiciel de calcul de structures vis-à-vis des efforts horizontaux et de l'épicentre utilise cette méthode dans son calcul de répartition.

Les forces de cisaillement dans les éléments résistants verticaux selon cette méthode sont décomposées comme suit dans l'équation. (23) :

$$V_{wall\ i} = F_{translation} + R_{torsion} \Rightarrow V_{wall\ i} = F_s I_i / \sum I_i + F_s e_i x_i / \sum I_i x_i^2 \quad (23)$$

Où

$V_{wall\ i}$  = la force appliquée dans le mur  $i$ ,

$F_{translation}$  = la force fournie par la translation ;

et  $R_{torsion}$  = la force fournie par la torsion.

$F_s$  = force de cisaillement à l'étage ;

$I_i$  = le moment d'inertie ;

$\sum I_i$  = le moment d'inertie total à l'étage ;

$e_i$  = l'excentricité ;

et  $x_i$  = la distance entre le mur  $i$  et le centre de rigidité.

La première partie de l'équation dépend uniquement de la rigidité du mur et la deuxième partie est liée à la configuration générale de l'étage. Dans cette étude, l'effet de torsion a été éliminé et tous les murs sont parallèles à la force sismique, de sorte que la force finale appliquée dans le mur est la suivante :

$$V_{wall\ i} = F_{translation} \Rightarrow V_{wall\ i} = F_s I_i / \sum I_i \quad (24)$$

### 3.6.6 Méthode de raideur :

Cette méthode s'applique à des structures dont la configuration en plan des voiles est quelconque et pour un chargement ponctuel horizontal également quelconque. Elle repose sur l'écriture de la relation  $F=K \times \Delta$  à différents niveaux de la structure :

- Au centre de torsion du plancher en définissant une rigidité pour l'ensemble des voiles,
- Et au niveau du centre de torsion de chaque voile pris individuellement.

On peut envisager cette méthode de plusieurs manières, soit en négligeant l'inertie des voiles selon leur axe faible, c'est le parti que prend H. THONIER, soit en considérant les inerties dans les deux directions principales des voiles ou encore en considérant trois rigidités, deux selon les axes principaux d'inertie des voiles et une de torsion. La démarche reste la même quel que soit les rigidités considérées. Cependant, lorsque la méthode fait intervenir une raideur de cisaillement, l'hypothèse concernant l'élanement des voiles n'est plus considérée.

La méthode est présentée sous forme d'un organigramme explicitant la démarche.

### 3.6.6.1 Principes généraux

La méthode consiste à :

- Exprimer les déplacements du centre de torsion de l'étage en fonction de la résultante des sollicitations au centre de torsion,
- Exprimer les déplacements de chacun des voiles en fonction des déplacements du centre de torsion,
- Etablir la relation entre rigidité, déplacement et effort pour chacun des voiles et pour toutes les directions considérées ;
- Déterminer la matrice de rigidité de l'ensemble des voiles en fonction de la rigidité de chacun des voiles.

Puis une fois la matrice de rigidité déterminée :

- Calculer les déplacements du centre de torsion de l'étage en fonction de la résultante des sollicitations au centre de torsion,
- Calculer les déplacements de chacun des voiles en fonction des déplacements du centre de torsion,
- Déterminer les efforts dans les voiles en fonction des déplacements qu'ils subissent dans l'ensemble des directions considérées.

Cette méthode repose sur les principes suivants :

- La relation entre rigidité, effort appliqué et déplacement ;
- L'équilibre des efforts appliqués à la structure et les réactions dans les voiles ;
- La relation géométrique entre le déplacement du centre de torsion et le déplacement des voiles pour un angle très faible ;
- Les propriétés du centre de torsion.

Dans cette approche, la notion de rigidité d'un élément résistant vertical est directement liée au déplacement présenté dans l'équation (25). Le déplacement latéral d'une paroi est obtenu à partir du principe des forces virtuelles ainsi que de la déformation en flexion et du cisaillement, comme indiqué dans l'équation. (26).

$$V_{wall\ i} = K_i \Delta_i \quad (25)$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{flexural} + \Delta_{shear} = F_i h_w^3 / 3EI_i + \alpha F_i h_w / GA \quad P = 1 \quad (26)$$

Où

$\alpha = 1,2$  et  $G = 0,4E$ , ce qui est une bonne approximation pour la maçonnerie et le béton (Paulay, 1992).

La déformation en flexion pour un mur avec des conditions fixes est quatre fois inférieure à la déformation en flexion pour un porte-à-faux. Donc l'équation. (26) devient :

Mur en porte-à-faux, tourné vers le haut comme dans le diaphragme flexible :

$$K_{can} = E t / \{(h/L)[4(h/L)^2 + 3]\} \quad (27)$$

Paroi fixe, fixée dans le sens contraire à la rotation supérieure comme dans un diaphragme rigide :

$$K_{fixed} = E t / \{(h/L)[(h/L)^2 + 3]\} \quad (28)$$

Où

$K_i$  = raideur du mur  $i$ ;

$\Delta_i$  = déplacement de la paroi  $i$ ;

$A$  = surface de la section transversale;

$E$  = module de Young;

$G$  = module de cisaillement;

$h_w$  = hauteur du mur;

$L$  = longueur du mur;

et  $t$  = épaisseur du mur.

Dans son ouvrage, H. THONIER considère la méthode de la rigidité moins précise que la méthode du centre de torsion. Cependant, il exploite la méthode de la rigidité en ne considérant que l'inertie principale du voile. On remarque que lorsque l'on considère les inerties dans les deux directions (utilisées à la place des raideurs), on retrouve strictement les résultats obtenus avec la méthode du centre de torsion.

**Construction de la matrice de rigidité  $[k]$  de l'ensemble des voiles.**

Lien entre les composantes du vecteur sollicitation  $\vec{F}$  au centre de torsion et les efforts  $H_i$  dans les voiles

Par équilibre des efforts dans la structure

$$\vec{F} = f(H_i)$$

Expression des déplacements de chaque voile  $i$  en fonction des sollicitations

$$H_i = K_i \Delta_i$$

Avec :  $H_i$  la sollicitation entraînant un déplacement  $\Delta_i$ , et sollicitant le voile selon sa rigidité  $K_i$ . Dans le cas où trois rigidités sont considérées, on a trois relations de ce type.

Lien entre les composants du vecteur déplacement du centre de torsion  $\vec{\Delta}$  et les déplacements  $\Delta_i$  de chaque voile

$$\vec{F} = f(K_i; \Delta_i)$$

En raison du caractère infiniment rigide des planchers, le déplacement d'un voile selon ses directions principales peut s'exprimer en fonction du déplacement au centre de torsion.

$$\vec{\Delta} = f(\Delta_i)$$

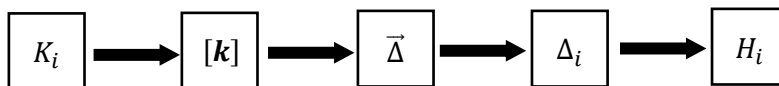
Expression des déplacements du centre de torsion en fonction des sollicitations

$$\vec{F} = f(K_i; \Delta_i)$$

$$\vec{F} = [k] \cdot \vec{\Delta}$$

$$[k] = f(K_i)$$

**Calcul des efforts dans les voiles (cinématique de calcul) :**



**Organigramme 2: Méthode de la raideur**

### 3.6.7 Méthode des surfaces tributaires.

La surface tributaire est définie comme la surface de plancher qui est supportée par un élément structural donné. La surface tributaire est relativement facile à évaluer si on comprend bien le cheminement des charges dans la structure.

La figure (fig.3.26) donne la différence de répartition des forces horizontales dans le voile dans un diaphragme rigide et flexible. Pour calculer les forces tranchant dans les voiles de contreventement résultant de la force sismique horizontale appliquée au plancher, il est nécessaire de diviser la surface entourée du voile par la surface totale du plancher et de multiplier par la force sismique horizontale appliquée sur le plancher, comme présenté dans l'équation. (29).

Pour appliquer cette méthode, il est nécessaire de suivre les hypothèses suivantes:

- Les voiles sont des sections constantes sur toute la hauteur du bâtiment, ou leurs inerties varient toutes dans les mêmes proportions et aux mêmes niveaux;
- Les voiles ont mêmes conditions d'encastrement en pied et même module d'élasticité;
- Les éléments (les voiles) présentent les mêmes caractéristiques mécaniques et géométriques;
- Les déformations axiales des éléments verticaux sont négligées.

$$V_{walli} = A_{trib}/A_t \times F_i \quad (29)$$

Où

$A_{trib}$  = la zone tributaire supportée par le voile,  $A_t$  = la surface totale du plancher et  $F_i$  = la force sismique horizontale appliquée sur le plancher.

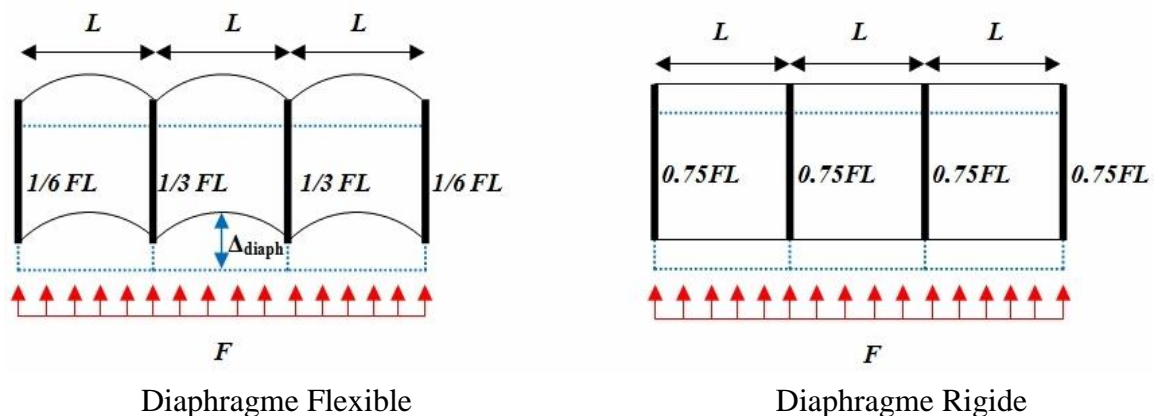


Figure 3.26: Répartition des forces horizontales dans le voile.

## CHAPITRE 4: EFFET DE L'INFLUENCE DES PLANCHERS SUR LA DISTRIBUTION DE LA CHARGE SISMIQUE

### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre, la modélisation des différents types de structures à l'aide du logiciel de calcul ETABS sera présentée afin de vérifier l'efficacité de la déformabilité du plancher sur la répartition des forces horizontales aux éléments de contreventement verticaux.

Alors pour étudier l'effet de la déformabilité des planchers sur la distribution de la charge sismique, et à défaut d'essais expérimentaux, le seul moyen qui reste c'est la simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis. Ainsi, les planchers sont modélisés de deux manières :

1. En masse concentrée, donc plancher considéré comme rigide (fig.4.1).
2. En type coque, c'est plancher avec sa flexibilité en plan effective (fig.4.2).

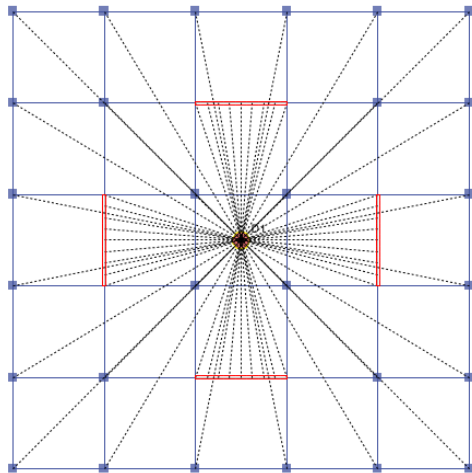


Figure 4.1: diaphragme rigide

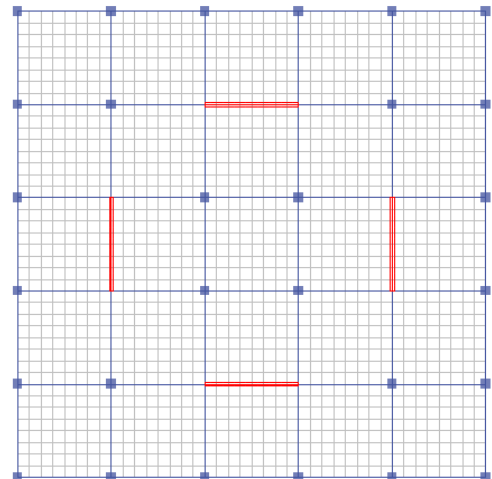


Figure 4.2: diaphragme flexible

### 4.2 Les structures étudiées

Une analyse de spectre de réponse a été effectuée avec toutes les structures pour étudier l'effet de la flexibilité des planchers sur la réponse sismique. Le spectre de réponse RPA 99 a été employé dans cette étude. Les bâtiments sont implantés sur un sol ferme de classe (S2), situés dans une zone à forte sismicité (Zone III), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.25g.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires «Frame», les voiles et les planchers par des éléments coques «Shell».

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les structures étudiées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2: Propriétés mécaniques des matériaux

	propriétés mécaniques du béton	propriétés mécaniques de l'acier
Module d'élasticité E (KN/m <sup>2</sup> )	32164200	203890200
Coefficient de Poisson	0,2	0,3
Contrainte max (MPa)	25	400

Dans notre cas, nous avons choisi trois modèles de structures, les structures étudiées présentant des configurations structurales simples avec des dispositions de voiles symétriques, nous allons opter pour des dispositions de voiles et ouvertures symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

Les structures contreventées de façon symétrique, afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, (dans une structure symétrique, les efforts dans les éléments verticaux résistants seront toujours répartis symétriquement, quel que soit la nature du diaphragme : rigide, semi-rigide et flexible. En l'occurrence, seules les déformabilités du plancher et des éléments de contreventement seront analysées).

#### 4.2.1 *Modèle 1*

Dans ce modèle, 720 structures en béton armé analysées à l'aide du logiciel de calcul ETABS, toutes les structures considérées sont des structures rectangulaires avec des voiles de contreventement. La hauteur d'étage est de 3,00 m et les dimensions en plan sont de (24,5 m x 10,5 m), (8 x 4 axes, la distance entre axe est de 3,5m) comme illustré dans la figure (fig.4.3).

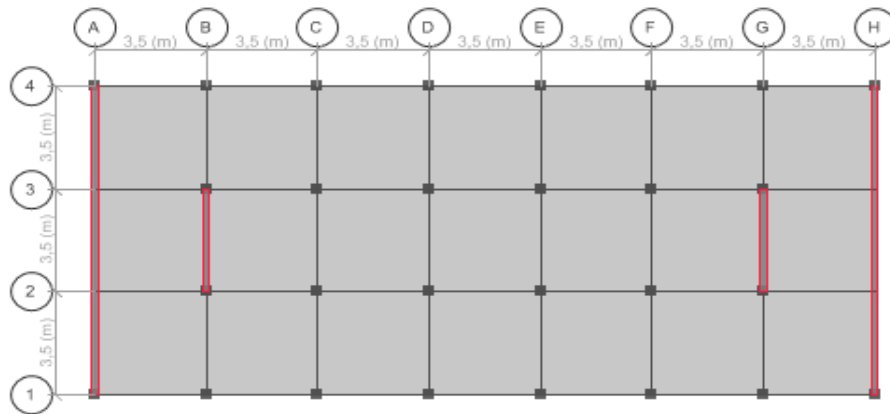


Figure 4.3: Vue en plan - Structure en modèle 1

#### 4.2.1.1 Les paramètres étudiés

Dans ce modèle, les paramètres étudiés sont : le type de la dalle, le nombre d'étages, la disposition des voiles, la taille de l'ouverture dans le plancher et la position de l'ouverture dans le plancher.

Premier paramètre, le type de la dalle; deux types de plancher ont été pris en considération: un plancher en béton de 15 cm d'épaisseur et un plancher en corps creux de 5 cm d'épaisseur de dalle de compression.

Deuxième paramètre, le nombre d'étages; le choix de nombre d'étages varie de R+1 à R+5 (des bâtiments de 2, 3, 4, 5 et 6 étages ont été pris en considération).

Troisième paramètre, la disposition des voiles ; trois positions choisies en fonction de la distance entre les voiles de contreventement intérieurs (17,5 m, 10,5 m et 3,5 m) pour la position 1, 2 et 3 respectivement, comme montré dans les figures (fig.4.4).

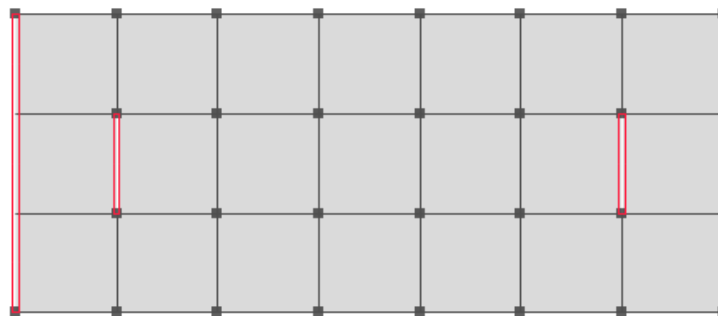


Figure 4.4a : Disposition 1

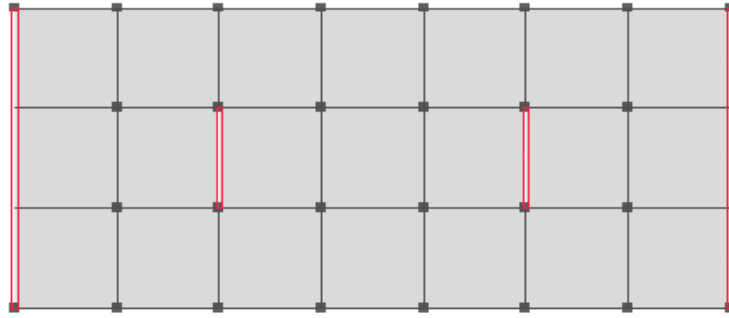


Figure 4.4b : Disposition 2

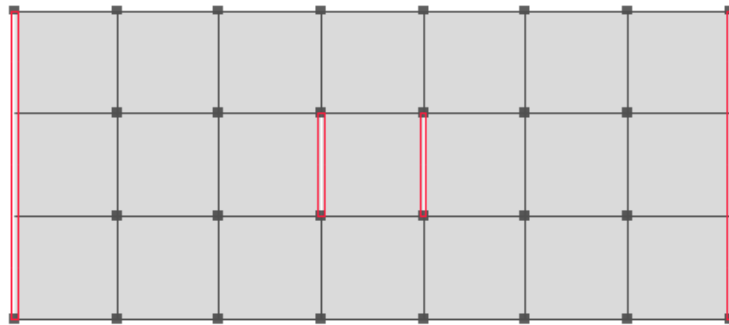


Figure 4.4c : Disposition 3

Figure 4.4: Disposition des voiles

Quatrième paramètre, la taille des ouvertures dans le plancher et leur position. Six dimensions de l'ouverture ont été étudiées (0, 5, 10, 15, 20 et 25% de la surface de plancher). Ces ouvertures sont situées dans le milieu et dans le coin du plancher, comme illustrées à la figure (fig.4.5).

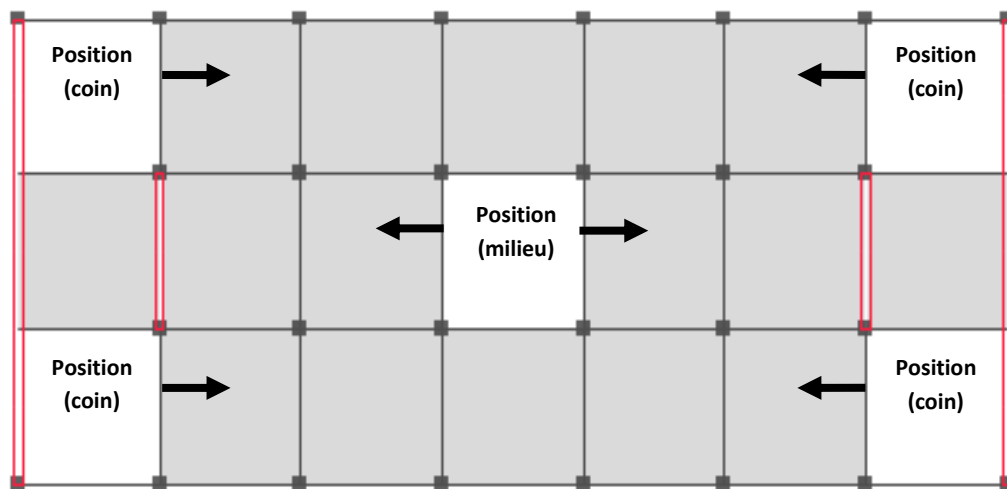


Figure 4.5: la disposition des ouvertures

Le tableau 3 résume les différents paramètres étudiés et la section des éléments et les autres propriétés des structures sont présentées dans le tableau 4.

Tableau 3: Différents paramètres étudiés

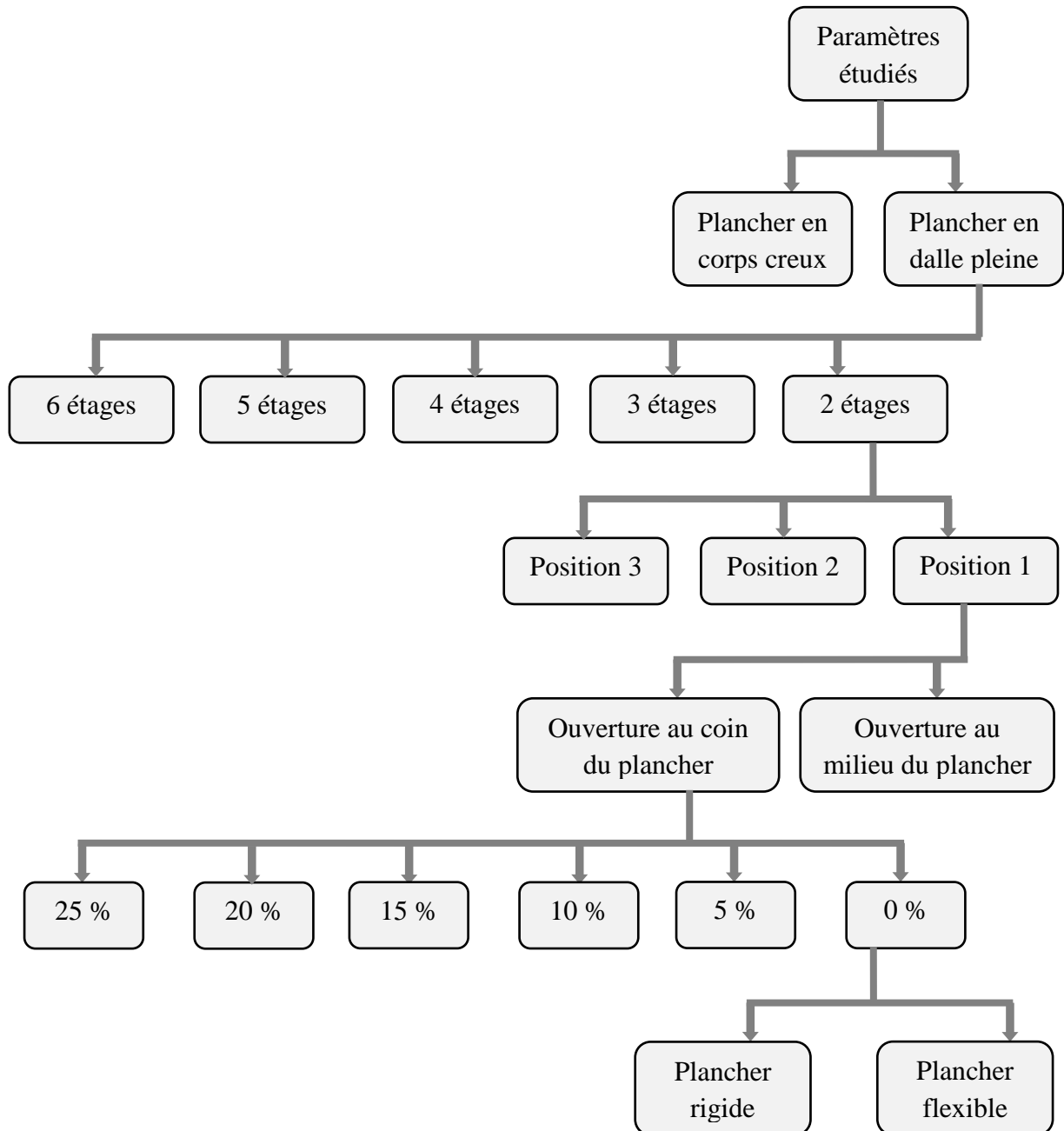


Tableau 4: Sections des éléments structuraux

		Sections des poteaux (cm)	Sections des poutres (cm)	Epaisseurs des voiles (cm)
Bâtiment de 2 étages		35 × 35	25 × 35	20
Bâtiment de 3 étages		35 × 35	25 × 35	20
Bâtiment de 4 étages	étage 1-3	45 × 45	25 × 35	20
	étage 4	35 × 35	25 × 35	20
Bâtiment de 5 étages	étage 1-3	45 × 45	25 × 35	20
	étage 4-5	35 × 35	25 × 35	20
Bâtiment de 6 étages	étage 1-3	45 × 45	25 × 35	20
	étage 4-6	35 × 35	25 × 35	20

## 4.2.1.2 Formule d'erreur

La valeur d'erreur définie dans la formule (30) est utilisée pour calculer la différence entre le plancher rigide et le plancher flexible pour les bâtiments contreventés par des voiles, cette formule a été proposée par Ju et Lin [46] et Moeini [47].

$$\text{Erreur } M\% = 100 \times \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 (|M_{rij} - M_{fij}| / |M_{fij}|) \times |M_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{fij}|} = 100 \times \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{rij} - M_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{fij}|} \quad (30)$$

*n* = indice le nombre total de poteaux au voile dans le bâtiment,

*L'indice j* présente les moments de flexion de deux axes *X* et *Y* dans les deux extrémités de poteau au voile.

*Mrij* présente les moments de flexion du poteau au voile *i* en cas de diaphragme rigide

*Mfij* présente les moments de flexion du poteau au voile *i* en cas de diaphragme flexible.

Afin d'examiner l'effet de la déformabilité des planchers dans leur plan sur la distribution des charges sismiques, nous avons proposé d'utiliser la formule (30) pour étudier l'effort tranchant des éléments verticaux et la formule sera comme suit :

$$\text{Erreur } V \% = 100 \times \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 (|V_{rij} - V_{fij}| / |V_{fij}|) \times |V_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |V_{fij}|} = 100 \times \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |V_{rij} - V_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |V_{fij}|} \quad (31)$$

$V_{rij}$  présente l'effort tranchant du poteau au voile  $i$  en cas de diaphragme rigide,  
 $V_{fij}$  présente l'effort tranchant du poteau au voile  $i$  en cas de diaphragme flexible.

Un rapport  $R_j$  défini dans la formule (32) proposé par Ju et Lin [46] pour calculer la déformation dans le plan du diaphragme. Ce rapport présente la différence de déplacement entre un plancher flexible et un plancher rigide.

$$R_j = \frac{\Delta_{flexible} - \Delta_{rigid}}{\Delta_{flexible}} \quad (32)$$

Où  $\Delta_{flexible}$  présente le déplacement latéral du diaphragme flexible sous l'effet de la charge sismique horizontale et  $\Delta_{rigid}$  est le déplacement latéral du diaphragme rigide sous l'effet de la charge sismique horizontale.

#### 4.2.1.3 La droite des moindres carrés

Si une relation suffisamment importante se confirme entre  $x$  et  $y$ , on peut poursuivre l'analyse en effectuant une régression. Cette régression est l'estimation de l'équation de la relation existant entre les variables  $x$  et  $y$ . Dans le cas du modèle linéaire l'équation de la régression est:

$$y = a x + b : \text{droite de régression de } y \text{ en fonction de } x$$

Le coefficient  $b$  est appelé l'ordonnée à l'origine. C'est la valeur prédite de  $y$  quand  $x = 0$ .

Le coefficient  $a$  est appelé la pente. C'est le changement sur  $y$  lorsque  $x$  change d'une unité.

$y$  est généralement appelé variable dépendante et  $x$  est généralement appelé variable indépendante.

Lors de l'établissement d'une équation de régression, le **coefficient de détermination** ( $R^2$ ) détermine à quel point l'équation de régression est adaptée pour décrire la distribution des points.

Si le  $R_j^2$  est nul, cela signifie que l'équation de la droite de régression détermine 0% de la distribution des points. Cela signifie que le modèle mathématique utilisé n'explique absolument pas la distribution des points [48].

Si le  $R^2$  vaut 1, cela signifie que l'équation de la droite de régression est capable de déterminer 100% de la distribution des points. Cela signifie que le modèle mathématique

utilisé, ainsi que les paramètres  $a$  et  $b$  calculés sont ceux qui déterminent la distribution des points [48].

Cela se traduit de manière graphique selon la relation suivante: plus le coefficient de détermination se rapproche de 0, plus le nuage de points est diffus autour de la droite de régression. Au contraire, plus le  $R^2$  tend vers 1, plus le nuage de points se rapproche de la droite de régression. Quand les points sont exactement alignés sur la droite de régression,  $R^2=1$  [48].

#### 4.2.1.4 Les modèles de régression linéaire

D'une manière générale, l'analyse de la distribution des résidus (*distance d'un point de la droite de régression*) d'un modèle de régression linéaire permet de détecter assez facilement les cas de mauvaise spécification d'un modèle de régression linéaire.

##### *Distribution normale des résidus*

Le cas idéal sur le plan statistique est celui où les deux distributions  $X$  et  $Y$  sont de façon harmonieuse et continue de part et d'autre de la droite de régression [49].

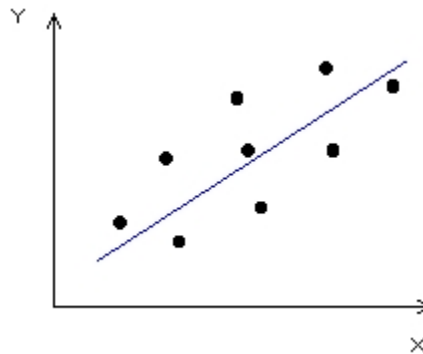


Figure 4.6: Distribution normale des résidus

##### *Hétéroscédasticité de la distribution des résidus*

On voit fréquemment apparaître des nuages de points où la variance des résidus n'est pas constante et tend à être plus ou moins forte selon l'intervalle de  $Y$  considéré.

Dans l'exemple présenté sur la figure (fig.4.7), il existe bien une relation linéaire entre les variables  $X$  et  $Y$ , ce qui signifie que les estimations de  $Y$  en fonction de  $X$  sont très bonnes pour des valeurs petites de  $Y$  mais beaucoup plus médiocres pour des valeurs élevées de  $Y$  [49].

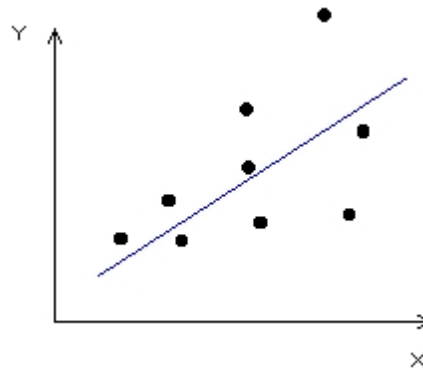


Figure 4.7: Distribution Hétéroscédasticité des résidus

*Auto corrélation de la distribution des résidus*

Nettement plus ennuyeux que le cas précédent est celui où l'on détecte une auto corrélation des résidus, c'est-à-dire un lien entre les valeurs de Y et la distribution des écarts positifs et négatifs par rapport au modèle de régression [49].

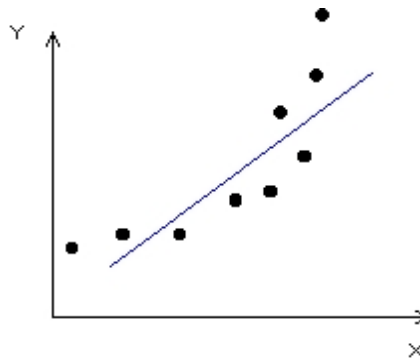


Figure 4.8: Distribution Auto corrélation des résidus

*Discontinuités dans la distribution des résidus*

Un dernier cas, présence d'une discontinuité dans la distribution des résidus, liée à la présence de deux sous-nuages de points nettement dissociés. Dans le cas d'une régression linéaire, la présence d'une discontinuité dans les résidus implique que l'on ne dispose pas d'information sur une partie de la distribution des valeurs (X,Y) [49].

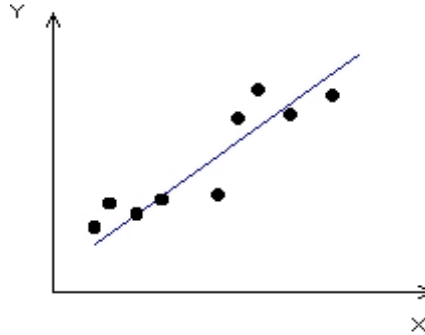


Figure 4.9: Discontinuités dans la distribution des résidus

#### 4.2.1.5 Résultat des paramètres étudiés

Les résultats obtenus par les équations (30), (31) et (32) ont été présentés dans la figure (fig.4.10) en forme des nuages de points, la valeur de l'erreur des équations (30) et (31) est tracée sur l'axe des ordonnées et le rapport  $R_j$  de l'équation (32) est tracé sur l'axe des abscisses.

La figure montre le résultat de 720 bâtiments analysés avec un diaphragme rigide et flexible. Chaque bâtiment modélisé avec un diaphragme flexible a été comparé par lui-même modélisé avec un diaphragme rigide et présenté comme un point dans la figure.

Afin de faciliter l'explication des résultats, les paramètres étudiés ont été présentés par index comme suit;

(S) indexe le paramètre de plancher en dalle pleine, (B) indexe le paramètre de plancher en corps creux. (M) indexe le paramètre de l'ouverture lorsqu'elle est située au milieu du plancher, (C) lorsque l'ouverture est située aux coins du plancher. La taille de l'ouverture dans le plancher a été indexée par pourcentage (0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25%). Le paramètre de position du voile présenté par index (P1, P2 et P3) pour les positions 1, 2, 3 respectivement et le nombre d'étages (2, 3, 4, 5 et 6) pour le bâtiment de 2, 3, 4, 5 et 6 étages respectivement.

Par exemple, un bâtiment de 3 étages analysé avec les paramètres ; plancher en dalle pleine avec une ouverture de 10% située au milieu du plancher et position 1 des voiles a été indexé comme suit; S-M-10-P1-3.

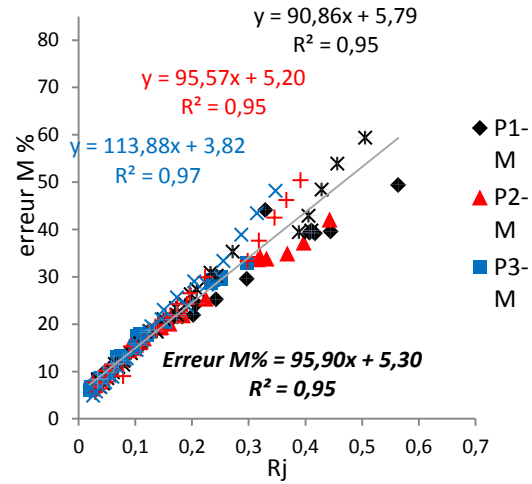
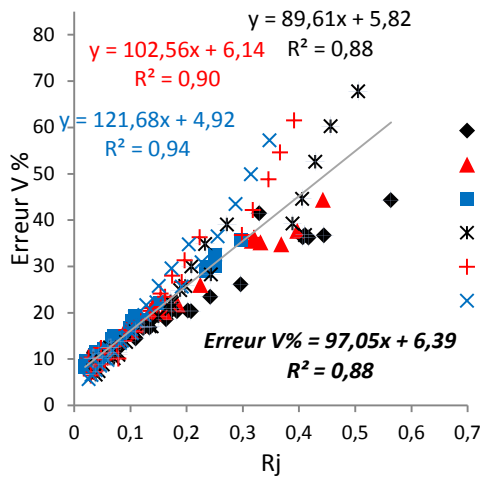


Figure a : Erreur d'effort tranchant (dalle pleine)

Figure b : Erreur de moment (dalle pleine)

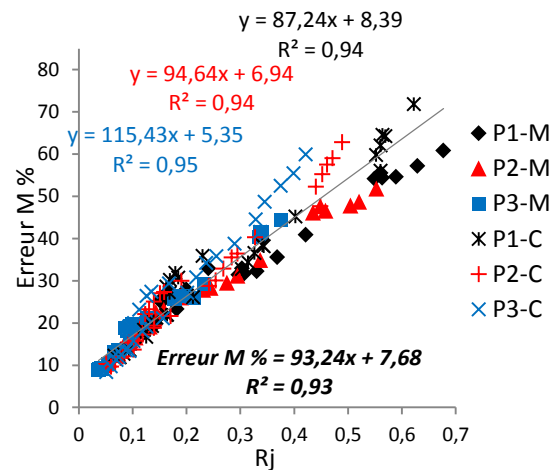
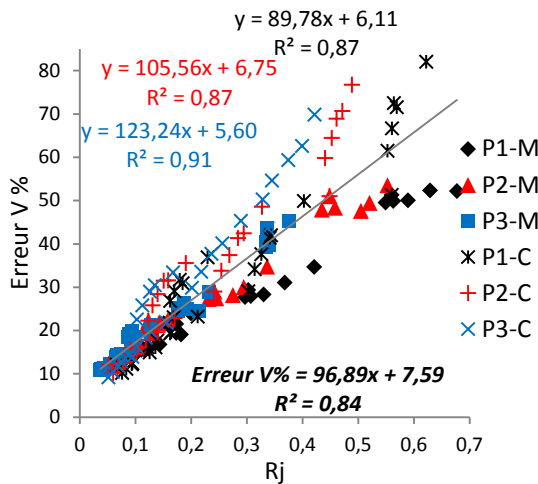


Figure c : Erreur d'effort tranchant (corps creux)

Figure d : Erreur de moment (corps creux)

Figure 4.10: courbe d'erreur

Le résultat montre que tous les nuages des points sont de modèle *Hétéroscédasticité*, les points sont plus concentrés dans la région où l'erreur est petite, la concentration de points est moins forte avec l'augmentation de  $R_j$ , tous les points de données sont proches de la droite de régression (le coefficient de détermination  $R$  se rapproche de 1). De plus, la pente augmente avec la diminution de la distance entre les voiles intérieurs.

Pour plus d'explication, les figures suivantes (fig.4.11 et fig.4.12) illustrent l'effet de différents paramètres étudiés

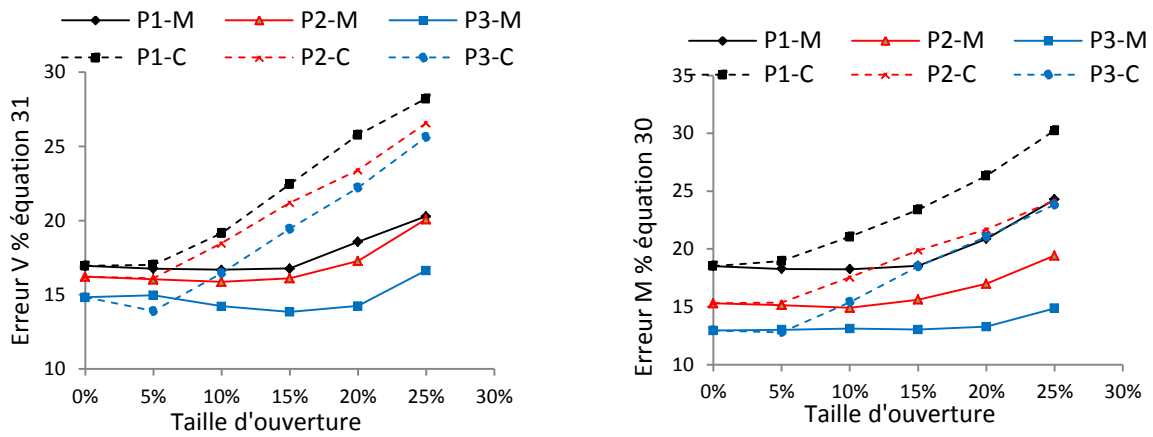
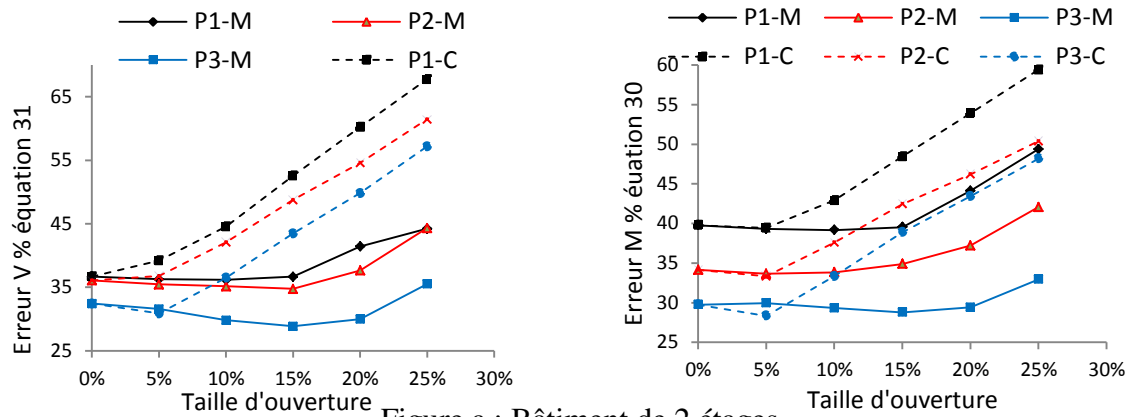


Figure b : Bâtiment de 4 étages

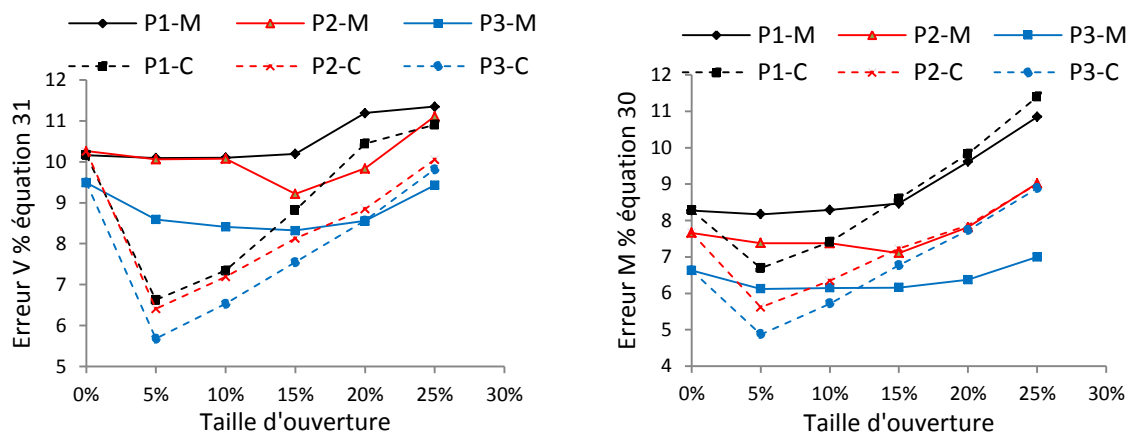


Figure c : Bâtiment de 6 étages

Figure 4.11: Variation de l'erreur en fonction de la taille d'ouverture (dalle pleine)

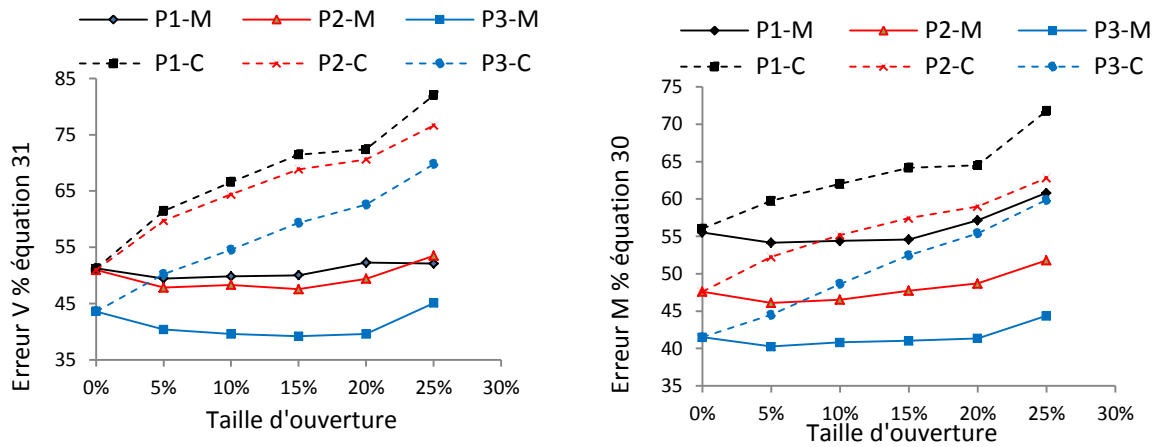


Figure a : bâtiment de 2 étages

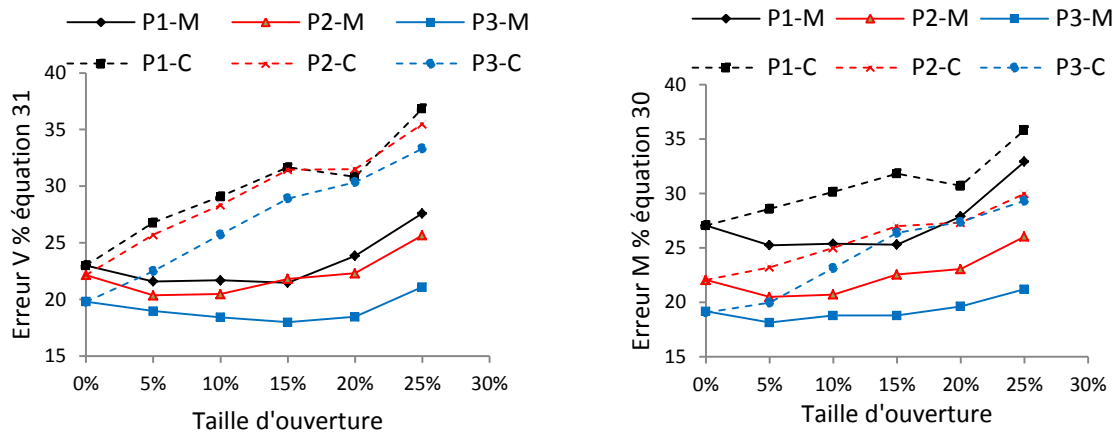


Figure b : Bâtiment de 4 étages

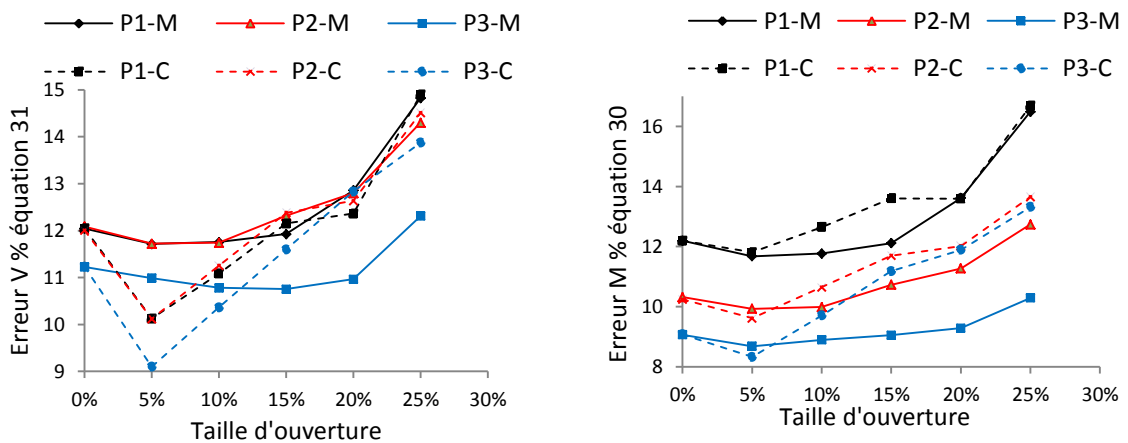


Figure c : Bâtiment de 6 étages

Figure 4.12: variation de l'erreur en fonction de la taille d'ouverture (corps creux)

Les résultats trouvés ci-dessus permettent de dégager quelques remarques qui peuvent être résumées comme suit :

La déformabilité des planchers décroît avec l'augmentation du nombre d'étages. Ainsi, le problème de rigidité des diaphragmes horizontaux concerne davantage les structures basses, plus on augmente le nombre de niveaux, plus le plancher tend vers un comportement rigide.

Dans un plancher en corps creux, l'erreur entre un plancher modélisé rigide et un plancher modélisé avec sa flexibilité est plus élevée par rapport à celui du cas du plancher en dalle pleine. On constate aussi que l'erreur diminue avec la diminution de la distance entre les voiles de contreventement intérieurs.

L'étude de l'influence des ouvertures sur la rigidité en plan d'un plancher est très importante, le plancher est largement influencé par des ouvertures situées au coin que par des ouvertures situées au milieu. Ainsi qu'une petite ouverture située dans le coin peut diminuer l'erreur entre un plancher modélisé rigide et un plancher modélisé flexible.

Les figures (fig.4.13 et fig.4.14) illustrent la classification des diaphragmes selon les codes parasismiques internationaux ASCE et EUROCODE8 des bâtiments de 3 étages avec un plancher en dalle pleine et un plancher en corps creux en fonction de la taille d'ouverture.

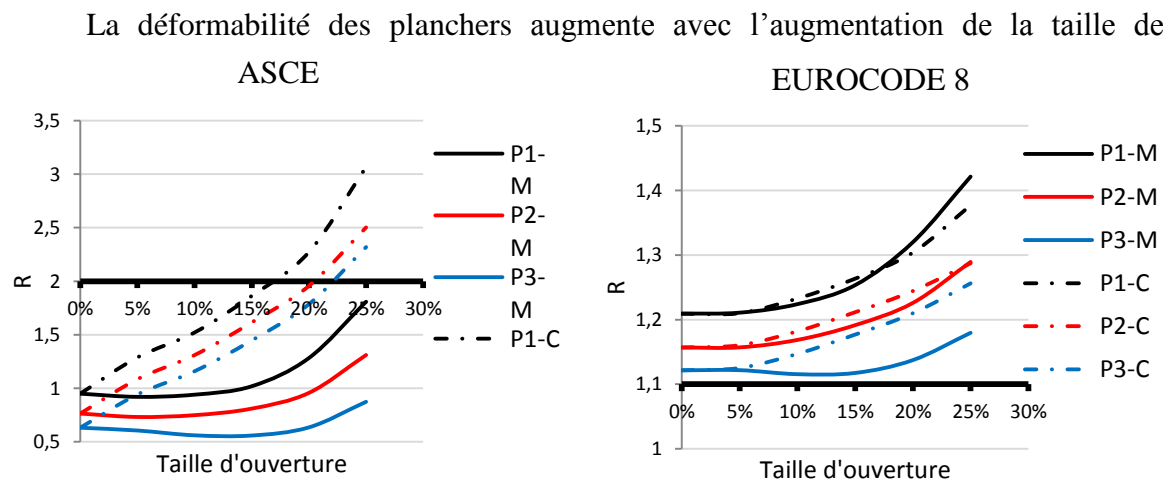


Figure 4.13: Classification des diaphragmes (dalle pleine)

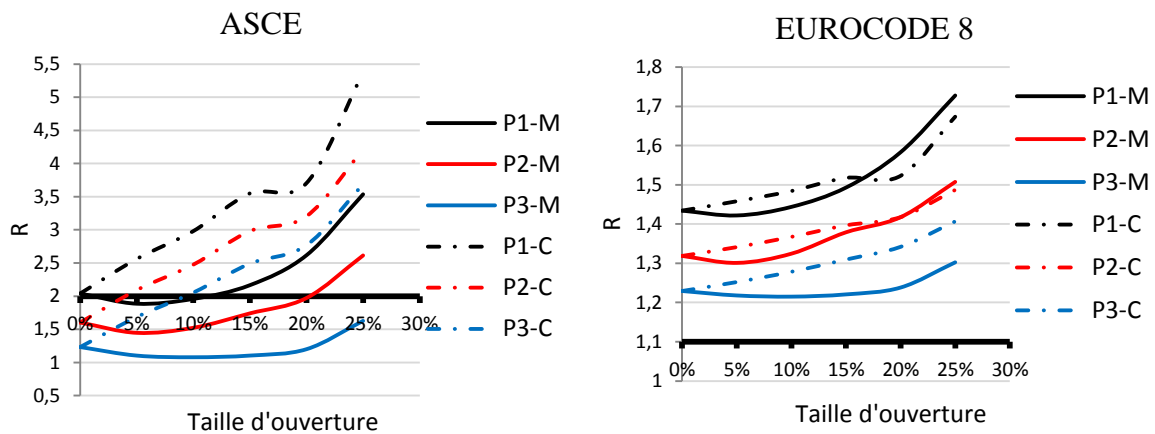


Figure 4.14: Classification des diaphragmes (corps creux)

D'après les résultats, on constate que la déflexion est plus grande dans les planchers en corps creux. La déformabilité des diaphragmes augmente avec l'augmentation de la taille de l'ouverture.

On constate aussi que certains diaphragmes avec les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques peuvent être classés rigides ou flexibles selon le code sismique utilisé.

La figure (fig.4.15) présente l'erreur d'effort tranchant et de moment de flexion définie dans les équations (30) et (31) en fonction de la taille d'ouverture des éléments de contreventement de bâtiment B-M-P2-3 (bâtiment avec un plancher en corps creux, ouverture située au milieu du plancher, position 2, bâtiment de 3 étages), selon ASCE, les diaphragmes de ces bâtiments sont classés flexibles quand la taille de l'ouverture est supérieure à 20 % de la surface totale du plancher (voire la figure (fig.4.14), classification ASCE).

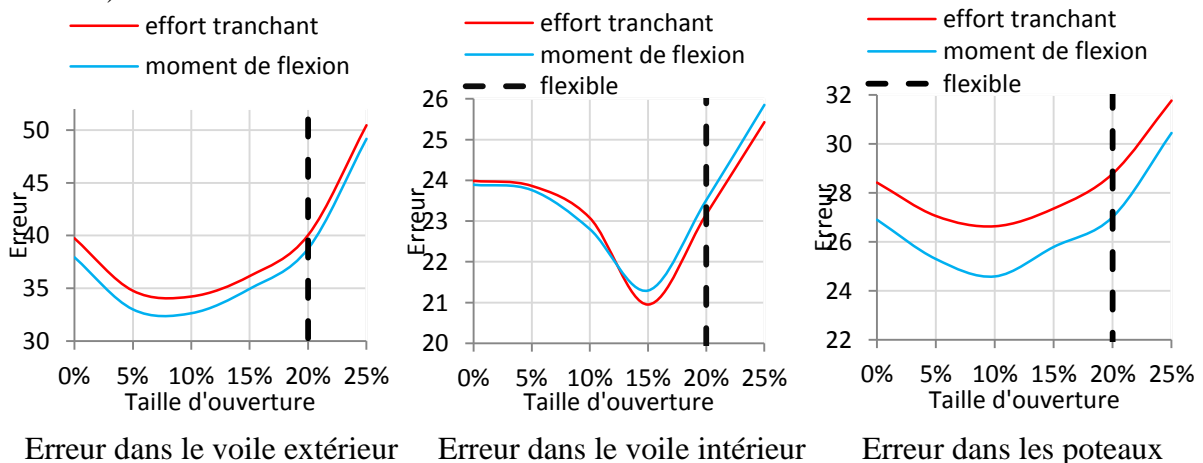


Figure 4.15: Erreur dans les éléments de contreventement de bâtiment B-M-P2-3

Les résultats montrent que le bâtiment (B-M-0%-P2-3) qui est classé rigide selon le règlement ASCE a la même erreur avec le bâtiment (B-M-20%-P2-3) qui est classé flexible selon le règlement ASCE. La classification du diaphragme dans le code parasismique ASCE n'est pas suffisamment précise et il doit être réformé.

#### 4.2.2 Modèle 2

Dans ce modèle, 108 structures en béton armé sont analysées à l'aide du logiciel de calcul ETABS, toutes les structures considérées sont des structures simples avec des voiles de contreventement et un plancher en dalle pleine de 15cm d'épaisseur.

##### 4.2.2.1 Les paramètres étudiés

Dans ce modèle, les paramètres étudiés sont : la hauteur d'étage, le nombre d'étages, l'épaisseur des voiles et la forme du plancher.

Premier paramètre, la hauteur d'étage; trois hauteurs d'étage ont été prises en considération: (3m, 3,5m et 4m).

Deuxième paramètre, le nombre d'étages; des bâtiments de 2, 7 et 12 étages ont été pris en considération.

Troisième paramètre, l'épaisseur des voiles ; trois épaisseurs des voiles ont été prises en considération (15 cm, 25 cm et 35 cm).

Quatrième paramètre, la forme du plancher ; nous avons choisi deux rapports de longueur sur largeur L/B ( $L/B = 1$ : forme carrée indexée par 1/1 et  $L/B = 4$ : forme rectangulaire indexée par 1/4), comme illustrées à la figure (fig.4.16).

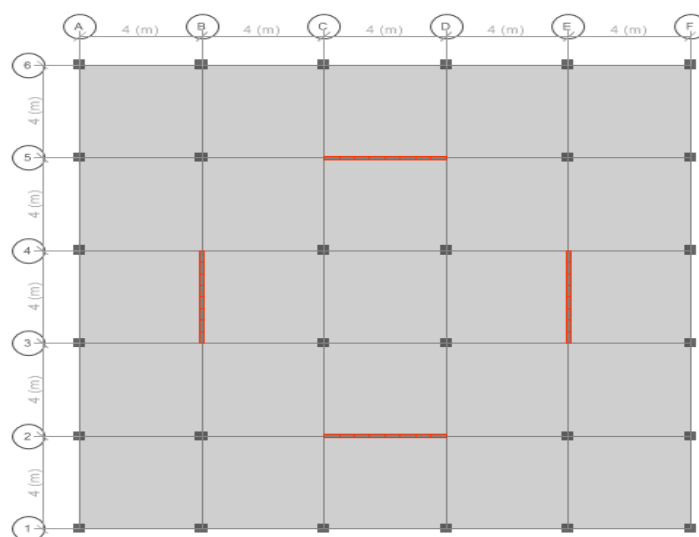


Figure 4.16a : forme carrée 1/1

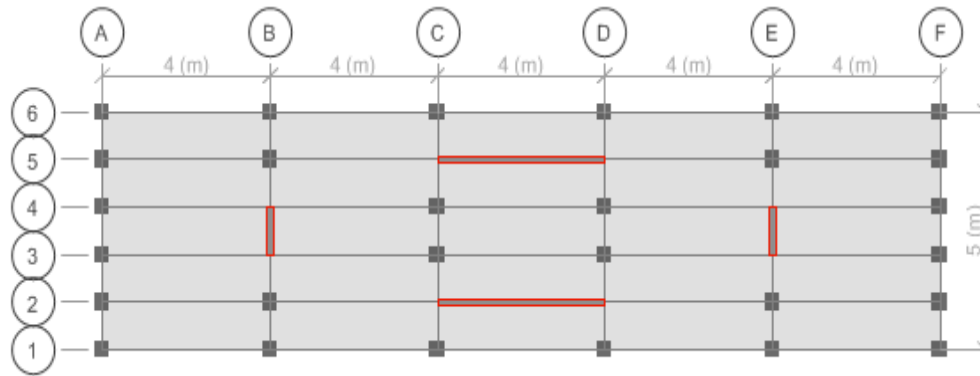


Figure 4.16a : forme rectangulaire 1/4

Figure 4.16: Forme du plancher

Le tableau 5 résume les différents paramètres étudiés et la section des éléments ainsi que les autres propriétés des structures sont présentées dans le tableau 6.

Tableau 5: Différents paramètres étudiés

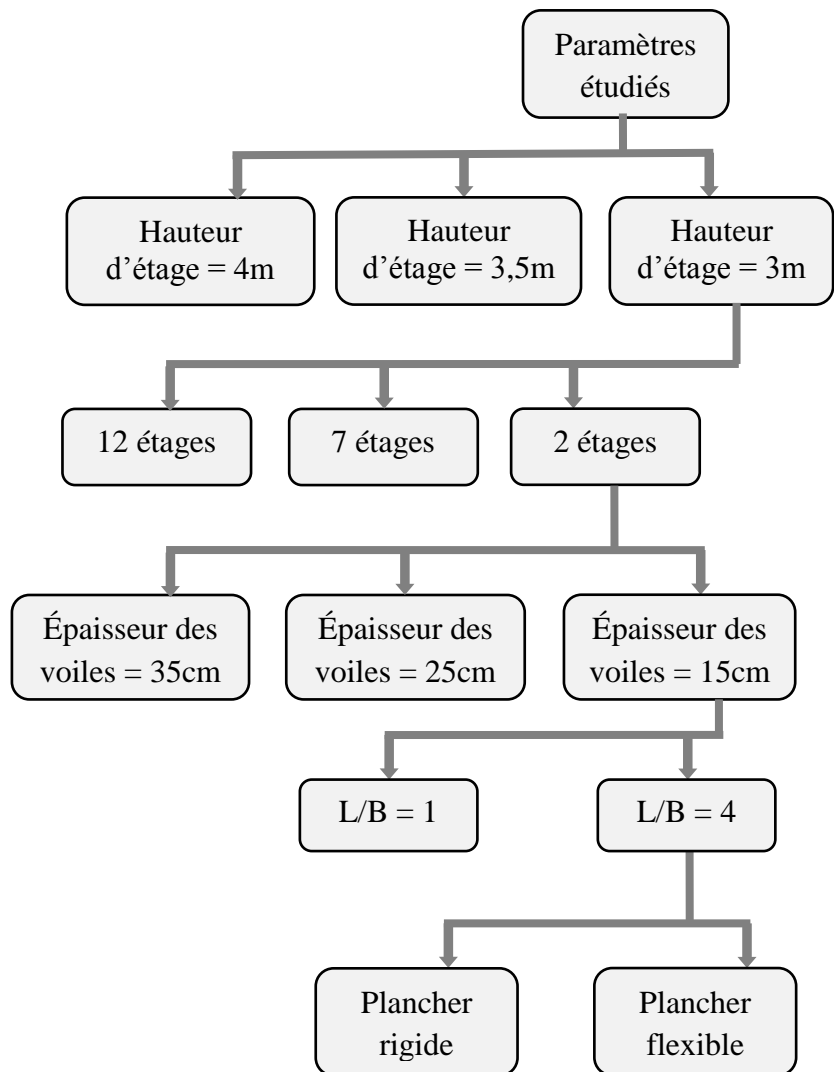


Tableau 6: Sections des éléments structuraux

	Sections de poteaux (cm)	Sections de poutres (cm)	Epaisseurs de voiles (cm)
Bâtiment de 2 étages	35 × 35	40 × 40	15
			25
			35
Bâtiment de 7 étages	35 × 35	40 × 40	15
			25
			35
Bâtiment de 12 étages	35 × 35	40 × 40	15
			25
			35

#### 4.2.2.2 Résultats des paramètres étudiés

Les résultats obtenus par les équations (30), (31) et (32) ont été présentés dans la figure (fig.4.17) en forme de nuages de points, la valeur de l'erreur des équations (30) et (31) est tracée sur l'axe des ordonnées et le rapport  $R_j$  de l'équation (32) est tracé sur l'axe des abscisses.

La figure montre le résultat de 108 bâtiments analysés avec un diaphragme rigide et flexible. Chaque bâtiment modélisé avec un diaphragme flexible a été comparé avec lui-même modélisé par un diaphragme rigide et représenté par un point dans la figure. Les paramètres étudiés ont été présentés par index comme suit:

Les hauteurs d'étage 3 m, 3,5 m et 4 m sont indexées par (H3, H3,5 et H4), le nombre d'étages est indexé par (R+1, R+6 et R+11) pour le bâtiment de 2, 7 et 12 étages respectivement. Le troisième paramètre, les épaisseurs des voiles (15 cm, 25 cm et 35 cm) sont indexées par (15, 25 et 35).

Le paramètre forme du plancher ; le rapport de la longueur sur la largeur  $L/B = 1$  (forme carrée) indexée par 1/1 et  $L/B = 4$  (forme rectangulaire) indexée par 1/4.

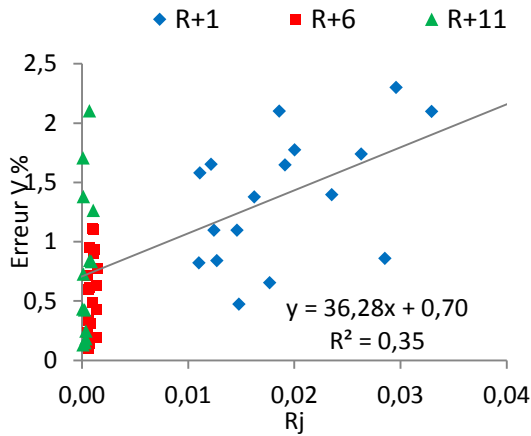


Figure a : Erreur d'effort tranchant (voiles)

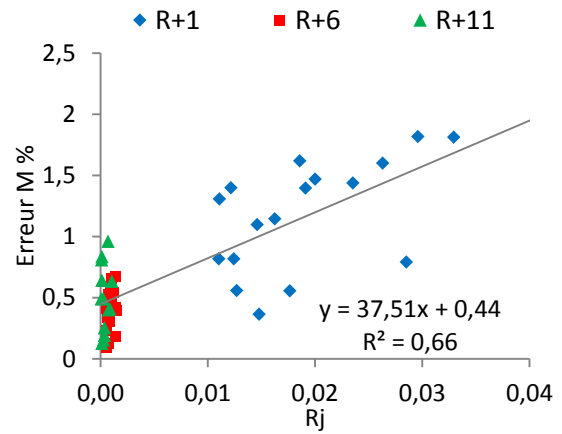


Figure b : Erreur de moment (voiles)

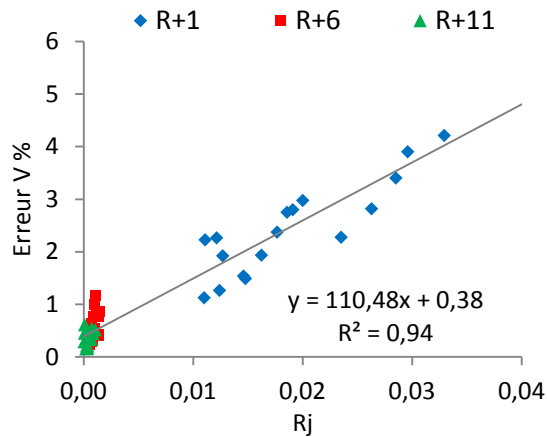


Figure c : Erreur d'effort tranchant (poteaux)

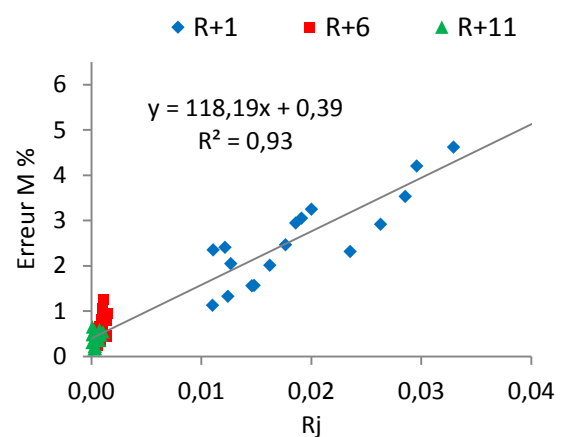


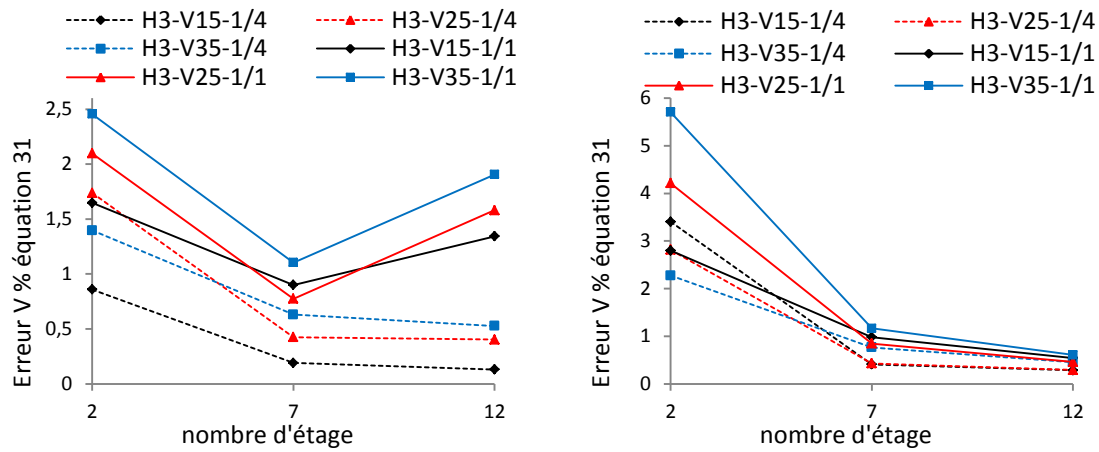
Figure d : Erreur de moment (poteaux)

Figure 4.17: courbes d'erreur

Le résultat montre qu'il y a une discontinuité dans la distribution des résidus, les nuages de points sont composés de deux sous-nuages de points.

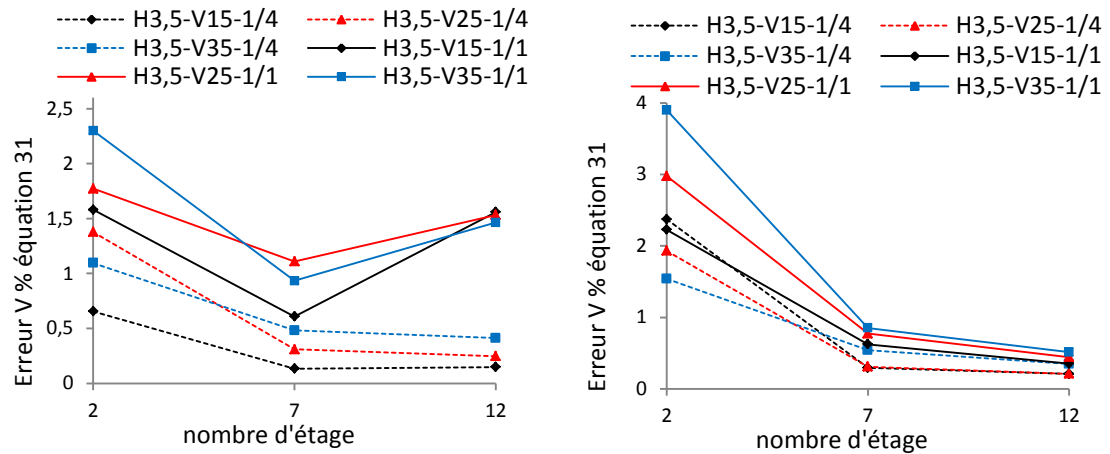
Tous les points des bâtiments R+6 et R+11 sont concentrés dans la région où le coefficient  $R_j$  est petit, de plus le résultat montre que le nuage de points se rapproche de la droite de régression dans les poteaux.

Les figures suivantes (fig.4.18, fig.4.19 et fig.4.20) illustrent l'effet des différents paramètres étudiés sur la distribution d'effort tranchant aux éléments de contreventement.



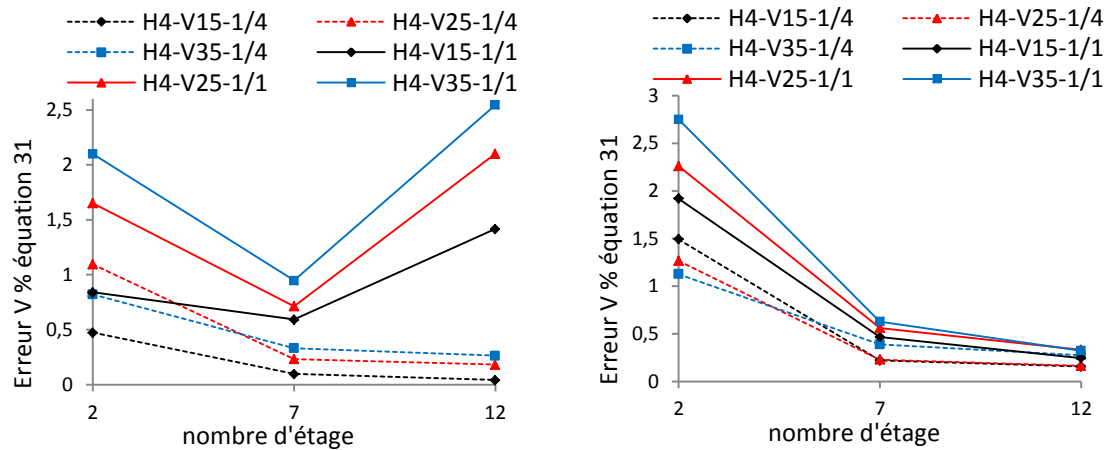
Erreur dans les voiles de hauteur d'étage=3m

Erreur dans les poteaux de hauteur d'étage=3m



Erreur dans les voiles de hauteur d'étage=3,5m

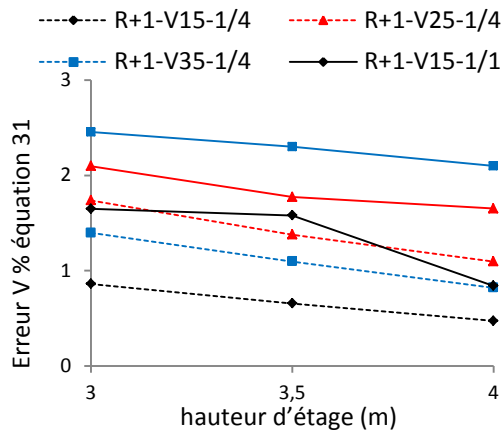
Erreur dans les poteaux de hauteur d'étage=3,5m



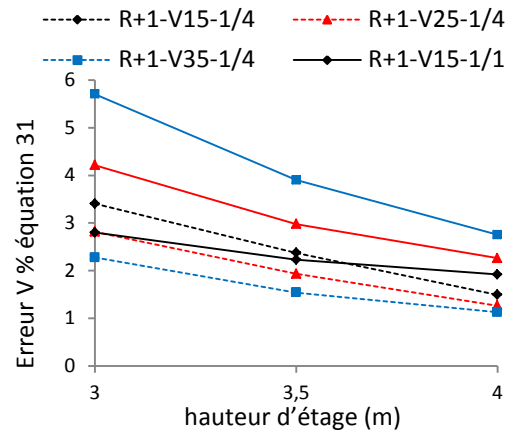
Erreur dans les voiles de hauteur d'étage=4m

Erreur dans les poteaux de hauteur d'étage=4m

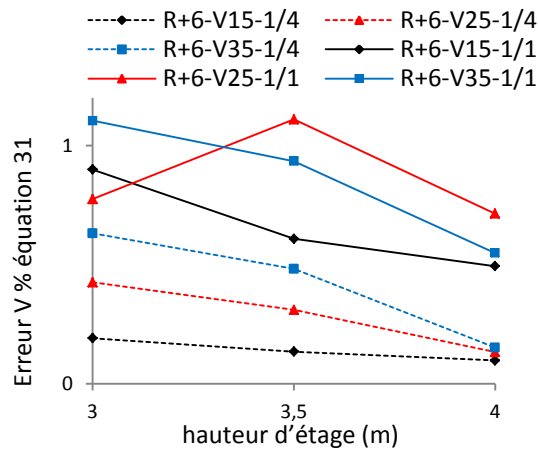
Figure 4.18: Variation de l'erreur d'effort tranchant en fonction du nombre d'étages



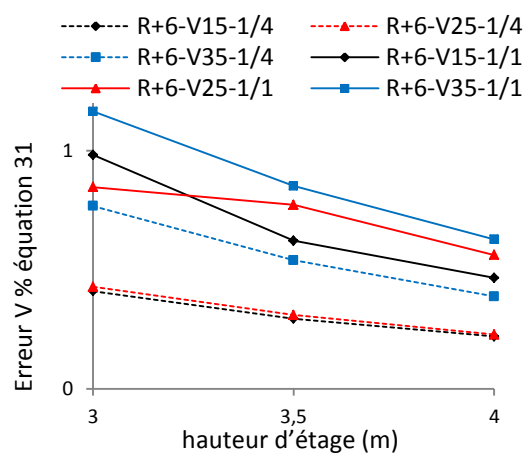
Erreur dans les voiles de bâtiment R+1



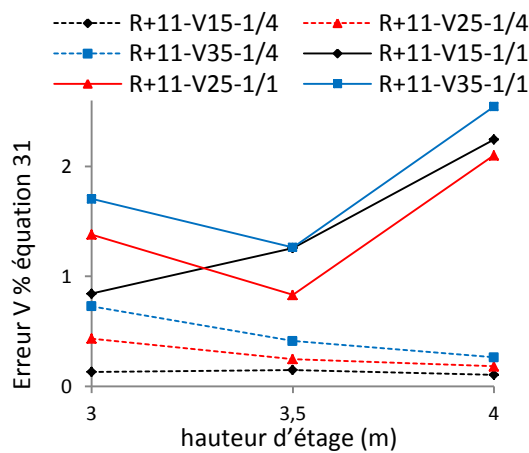
Erreur dans les poteaux de bâtiment R+1



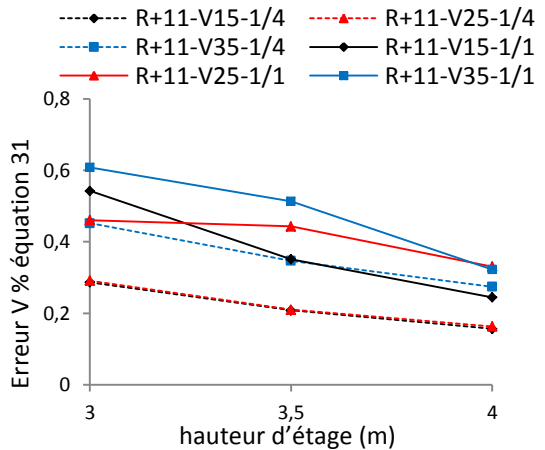
Erreur dans les voiles de bâtiment R+6



Erreur dans les poteaux de bâtiment R+6

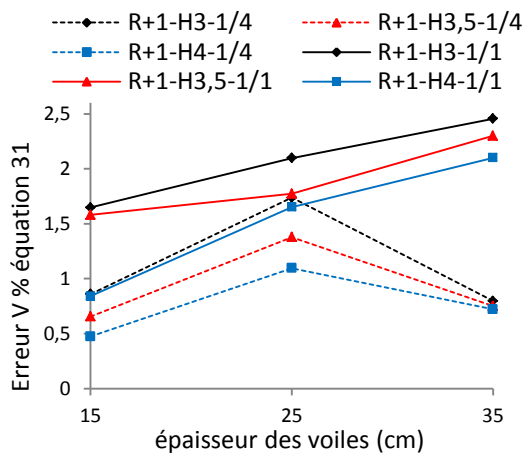


Erreur dans les voiles bâtiment R+11

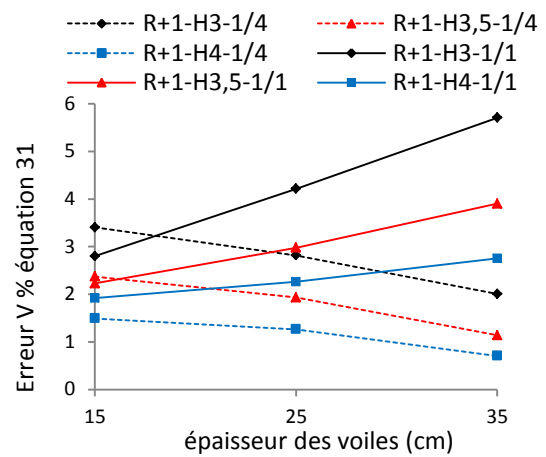


Erreur dans les poteaux bâtiment R+11

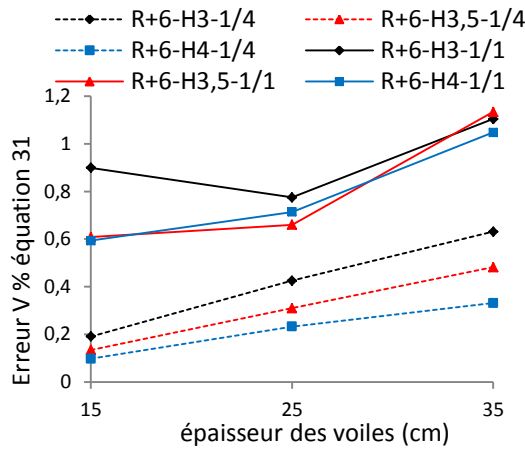
Figure 4.19: variation de l'erreur d'effort tranchant en fonction de la hauteur d'étage



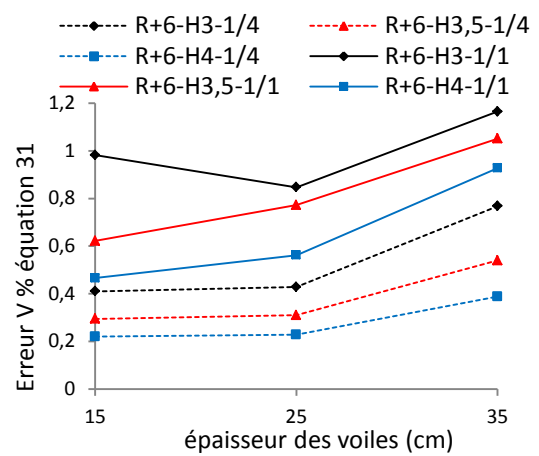
Erreur dans les voiles de bâtiment R+1



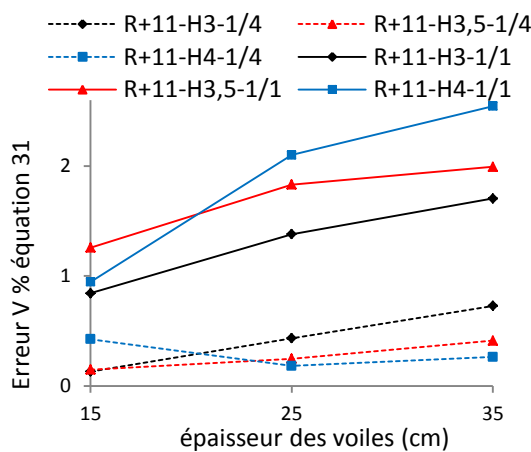
Erreur dans les poteaux de bâtiment R+1



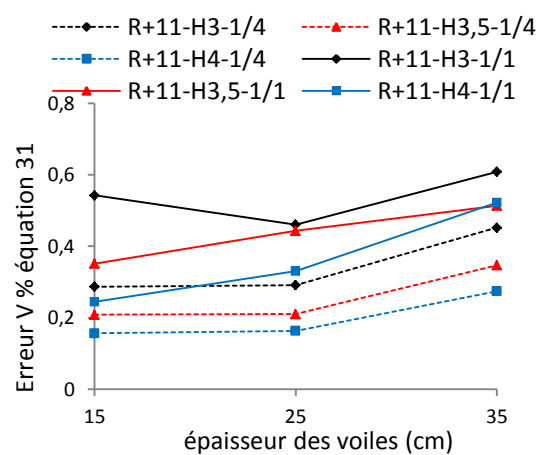
Erreur dans les voiles de bâtiment R+6



Erreur dans les poteaux de bâtiment R+6



Erreur dans les voiles de bâtiment R+11



Erreur dans les poteaux de bâtiment R+11

Figure 4.20: Variation de l'erreur d'effort tranchant en fonction de l'épaisseur des voiles

D'après les résultats des structures étudiées ci-dessus on constate, pour les deux cas du plancher modélisé rigide et modélisé avec sa flexibilité effective que,

L'erreur d'effort tranchant entre un plancher modélisé rigide et un plancher modélisé avec sa flexibilité diminue généralement avec l'augmentation du nombre d'étages, seulement pour les structures de 12 étages de forme carrée (rapport la longueur sur la largeur = 1/1). Par contre, l'erreur d'effort tranchant dans les voiles augmente. Ainsi que, plus on augmente le nombre de niveaux, la déformabilité des planchers diminue et tend vers un comportement rigide.

Concernant le paramètre hauteur d'étage, l'erreur d'effort tranchant diminue avec l'augmentation de la hauteur d'étage, sauf dans les structures de forme carrée avec une hauteur d'étage =4m, l'erreur d'effort tranchant augmente, ces structures sont ; **R+11-H4-V15-1/1** : (bâtiment de 12 étages avec une hauteur d'étage =4m, épaisseur de voile =15 cm, le rapport de la longueur sur la largeur = 1/1). **R+11-H4-V25-1/1** : (bâtiment de 12 étages avec une hauteur d'étage =3,5m, épaisseur de voile =35 cm, le rapport de la longueur sur la largeur = 1/1) et **R+11-H4-V35-1/1**. On remarque aussi qu'avec l'augmentation de la hauteur d'étage, la déformabilité des planchers diminue.

En augmentant la rigidité des éléments de contreventement, la déformabilité des planchers augmente aussi. On constate aussi que l'erreur d'effort tranchant augmente avec l'augmentation d'épaisseur des voiles de contreventement, sauf dans les structures de forme rectangulaire de deux étages, l'erreur diminue avec l'augmentation de la rigidité des éléments de contreventement.

### 4.2.3 Modèle 3

D'après les résultats obtenus dans les modèles précédents (modèle 1 et 2) qui montrent que la déformabilité des planchers décroît avec l'augmentation du nombre d'étages et le problème de rigidité des diaphragmes horizontaux concerne davantage les structures basses, nous avons étudié dans ce modèle la déformabilité des diaphragmes dans leur plan sur la distribution des charges sismique aux éléments de contreventements de 216 structures en béton armé à un étage. Toutes les structures considérées sont des structures rectangulaires avec des voiles de contreventement. Tous les voiles de contreventement ont la même longueur, la même hauteur et la même épaisseur (longueur = 10,5 m, hauteur = 3,06 m et épaisseur = 20 cm). Pour tous les bâtiments, la section de poteaux est de 35 × 35 cm et la section de poutre est de 25 × 35 cm.

#### 4.2.3.1 Les paramètres étudiés

Dans ce modèle, les paramètres étudiés sont : le type de la dalle, la forme du plancher, la disposition des voiles, la taille de l'ouverture dans le plancher et la position de l'ouverture dans le plancher.

Premier paramètre, le type de la dalle; deux types de planchers ont été pris en considération: un plancher en béton de 15 cm d'épaisseur et un plancher en corps creux de 5 cm d'épaisseur de la dalle de compression.

Deuxième paramètre, la forme du plancher ; nous avons choisi trois rapports de longueur sur largeur  $L/B$  ( $L/B = 21/10,5 = 2$  indexé par 2,  $L/B = 24,5/10,5 = 2,33$  indexé par 2,33 et  $L/B = 33/10,5 = 3,14$  indexé par 3,14), comme illustré à la figure (fig.4.21).

Troisième paramètre, la disposition des voiles ; trois positions choisies en fonction de la distance entre les voiles de contreventement intérieurs en fonction de nombre de travées (5 travées, 3 travées et 1 travée) pour la position 1, 2 et 3 respectivement, comme montré dans la figure (fig.4.22).

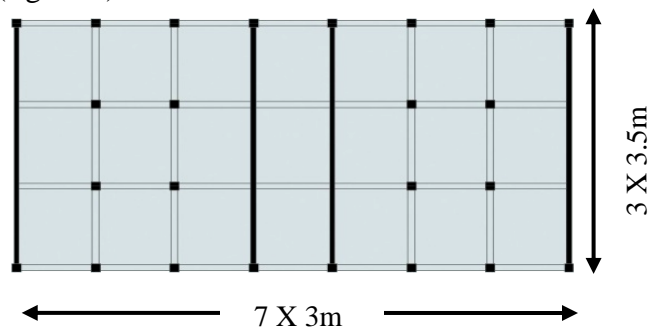
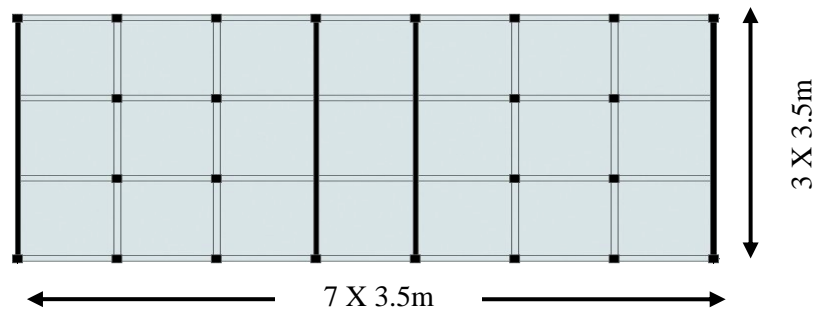
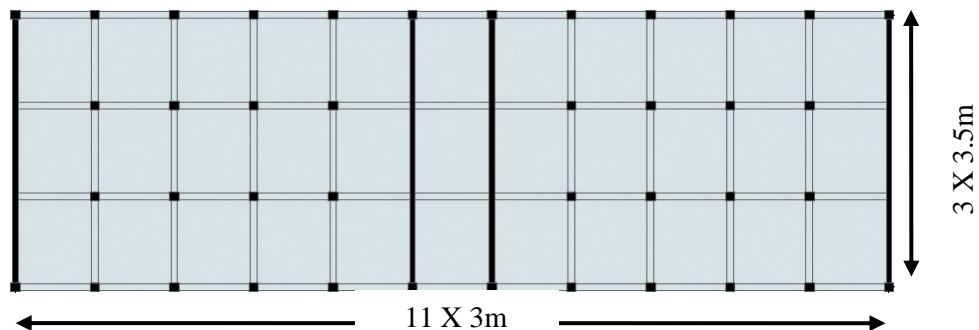
Figure 4.21a : Forme  $L/B = 2$ Figure 4.21b : Forme  $L/B = 2,33$ Figure 4.21c : Forme  $L/B = 3,14$ 

Figure 4.21: Forme du plancher

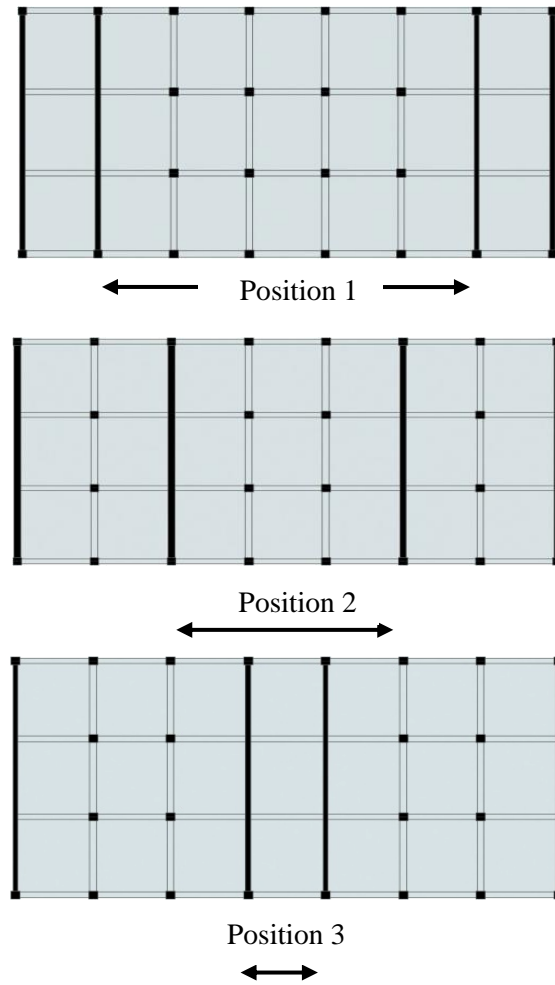


Figure 4.22: Disposition des voiles

Quatrième paramètre, la taille de l'ouverture dans le plancher et sa position. Six dimensions de l'ouverture ont été étudiées (0, 5, 10, 15, 20 et 25% de la surface de plancher). Ces ouvertures sont situées dans le milieu et dans le coin du plancher, comme illustrées à la figure (fig.4.23).

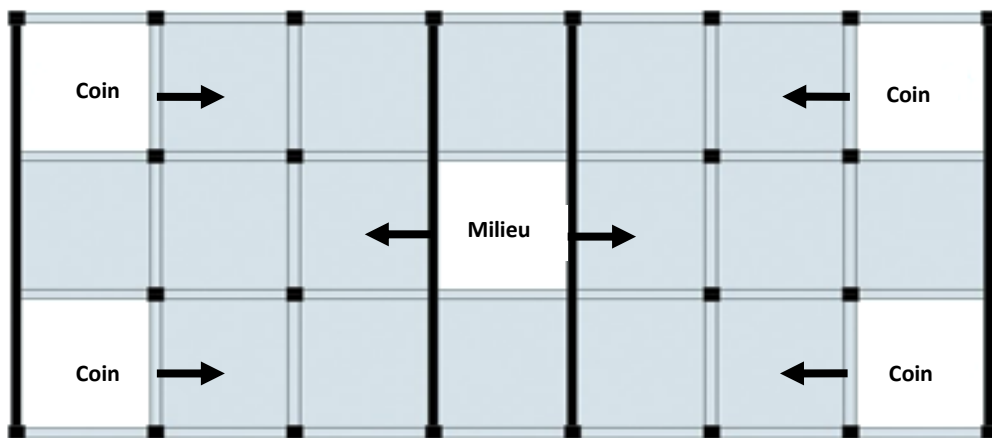
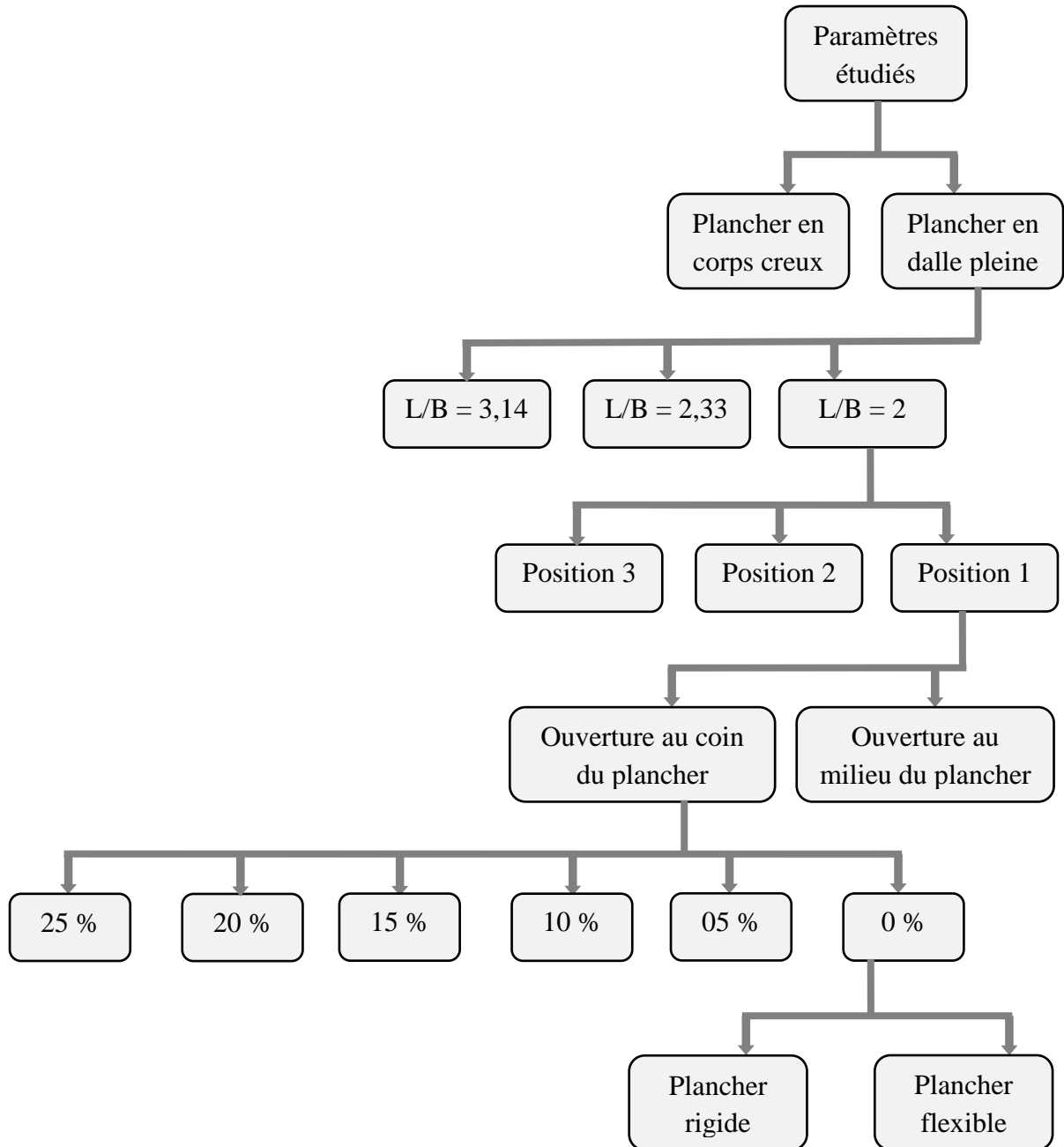


Figure 4.23: Disposition des ouvertures

Le tableau 7 résume les différents paramètres étudiés et la section des éléments.

Tableau 7: Différents paramètres étudiés



#### 4.2.3.2 Résultats des paramètres étudiés

Les résultats obtenus par les équations (31) et (32) ont été présentés dans la figure (fig.4.24) en forme de nuages de points, la valeur de l'erreur de l'équation (31) est tracée sur l'axe des ordonnées et le rapport  $R_j$  de l'équation (32) est tracé sur l'axe des abscisses. La figure montre le résultat de 216 bâtiments analysés avec un diaphragme

rigide et flexible. Chaque bâtiment modélisé avec un diaphragme flexible a été comparé à lui-même modélisé par un diaphragme rigide et présenté comme un point dans la figure. Les paramètres étudiés ont été présentés par index comme suit;

(S) indexe le paramètre de plancher en dalle pleine, (B) indexe le paramètre de plancher en corps creux. Le paramètre de position du voile présenté par index (P1, P2 et P3) pour les positions 1, 2, 3 respectivement. (M) indexe le paramètre de l'ouverture lorsqu'elle est située au milieu du plancher, (C) lorsque l'ouverture est située aux coins du plancher. La taille de l'ouverture dans le plancher a été indexée par pourcentage (0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25%) et le nombre d'étages (2, 3, 4, 5 et 6) pour le bâtiment de 2, 3, 4, 5 et 6 étages respectivement.

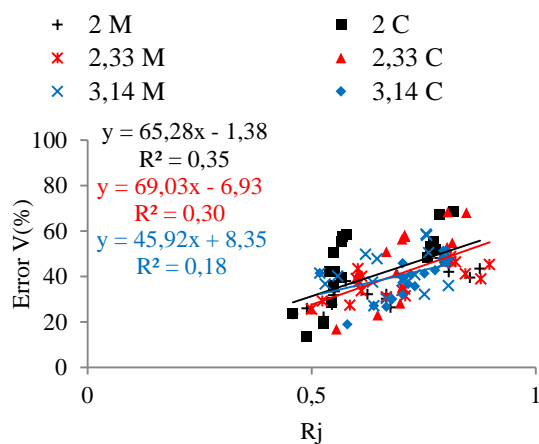


Figure 24a : Erreur (voiles-dalle pleine)

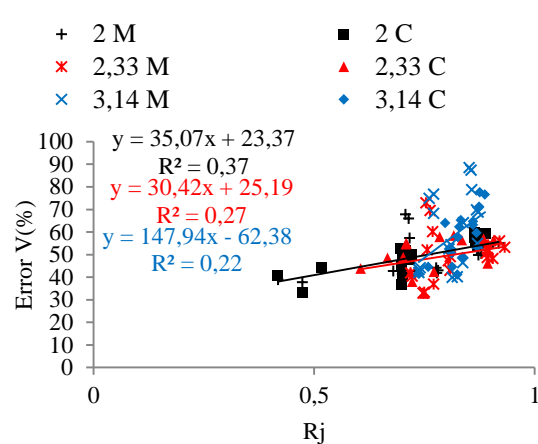


Figure 24b : Erreur (voiles-dalle corps creux)

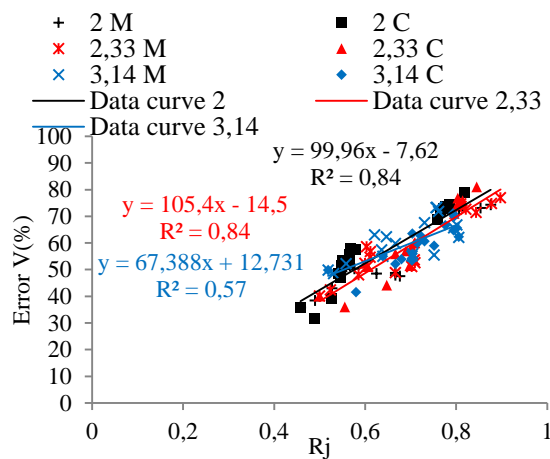


Figure 24c : Erreur (poteaux-dalle pleine)

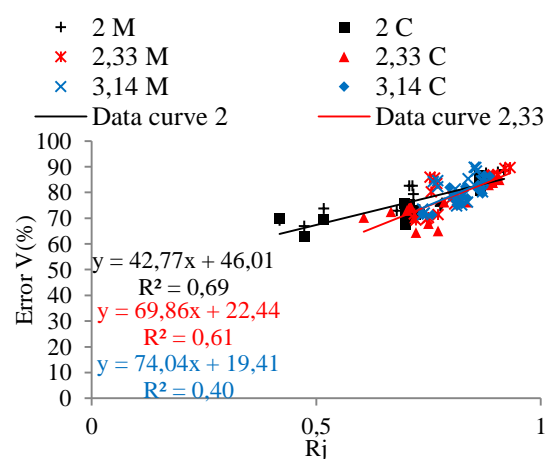


Figure 24d : Erreur (poteaux-dalle corps creux)

Figure 4.24: courbe d'erreur d'effort tranchant

Le résultat montre que, pour les planchers en dalle pleine, les nuages de points sont de modèle de *distribution normale des résidus*, on remarque aussi que les points de nuage sont plus rapprochés de la droite de régression dans les poteaux, cependant pour les

planchers en corps creux, les nuages de points sont de modèle de *discontinuités de la distribution des résidus*, les points de nuage sont plus rapprochés de la droite de régression dans les poteaux,

En analysant les graphes, il apparaît clairement que le coefficient de détermination R diminue avec l'augmentation de rapport L/B. Cela peut s'expliquer du fait que les paramètres étudiés ont un impact significatif sur la distribution de charge sismique lorsque le rapport L/B est important.

La figure (fig.4.25) présente le résultat d'erreur de 216 structures obtenu par l'équation (31) en fonction de la taille d'ouverture.

La figure 25a présente l'erreur d'effort tranchant des voiles de contreventement dans un plancher en dalle pleine. Dans cette figure, la plus petite erreur est de 13,3% représentant l'erreur dans le bâtiment **P3-2-05%-C** (position 3, le rapport L/B est de 2, la taille d'ouverture est de 5% située dans le coin), l'erreur maximale est de 68,4% représentant l'erreur dans le bâtiment **P1-2.33-20%-C**. La figure 25b présente l'erreur d'effort tranchant des voiles de contreventement dans un plancher en corps creux. Dans cette figure, la plus petite erreur est de 32,7% représentant l'erreur dans le bâtiment **P2-2.33-05%-C**, l'erreur maximale est de 88,5% représentant l'erreur dans le bâtiment **P3-3.14-25%-M**.

La figure 25c présente l'erreur d'effort tranchant des poteaux dans un plancher en dalle pleine. Dans cette figure, la plus petite erreur est de 31,4% représentant l'erreur dans le bâtiment **P3-2-05%-C**, l'erreur maximale est de 81,0% représentant l'erreur dans le bâtiment **P1-2.33-25%-C**. La figure 25d présente l'erreur d'effort tranchant des poteaux dans un plancher en corps creux. Dans cette figure, la plus petite erreur est de 62,7% représentant l'erreur dans le bâtiment **P3-2-05%-C**, l'erreur maximale est de 89,8% représentant l'erreur dans le bâtiment **P3-3.14-25%-M**.

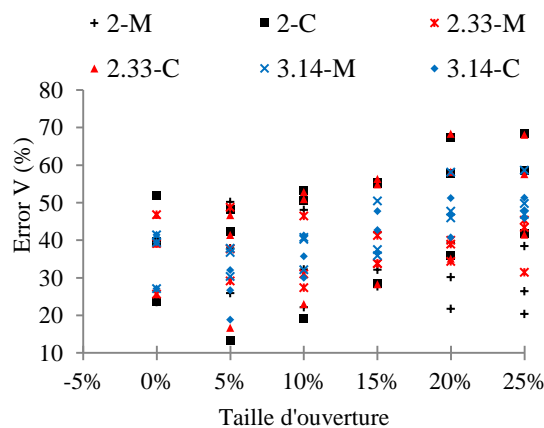


Figure 25a : Erreur (voiles-dalle pleine)

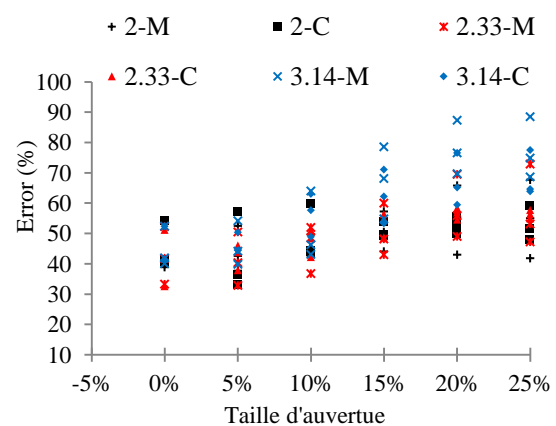


Figure 25b : Erreur (voiles-dalle corps creux)

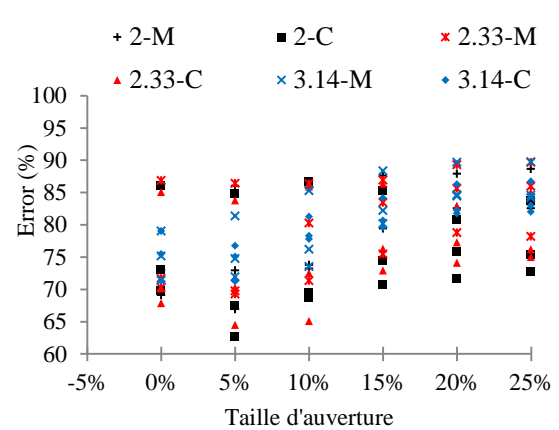
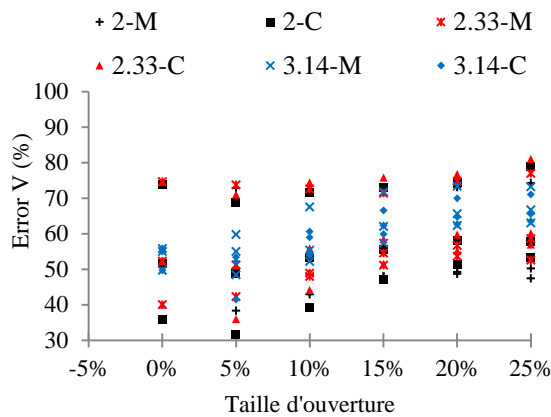


Figure 25c : Erreur (poteaux-dalle pleine)

Figure 25d : Erreur (poteaux-dalle corps creux)

Figure 4.25: Courbe d'erreur d'effort tranchant

Le résultat révèle ce qui suit :

- L'erreur d'effort tranchant dans les poteaux est plus grande que l'erreur dans les voiles de contreventement.
- L'erreur dans un plancher en dalle pleine est moins grande que l'erreur dans un plancher en corps creux.
- L'erreur dans les voiles de contreventement et dans les poteaux diminue avec la diminution de la distance entre les voiles.
- L'erreur dans les voiles est plus grande lorsque l'ouverture est située dans le coin, néanmoins l'erreur dans les poteaux est plus grande lorsque l'ouverture est située au milieu du plancher.
- Une petite ouverture située dans le coin peut diminuer l'erreur entre l'hypothèse de diaphragme rigide et flexible, d'après ce résultat, on peut conclure qu'un diaphragme rigide avec une petite ouverture située dans le coin se comporte comme un diaphragme flexible, soit un diaphragme flexible se comporte comme un diaphragme rigide.
- Dans certains cas, l'erreur d'effort tranchant diminue avec l'augmentation de la taille d'ouverture, comme illustré à la figure (fig.4.26).

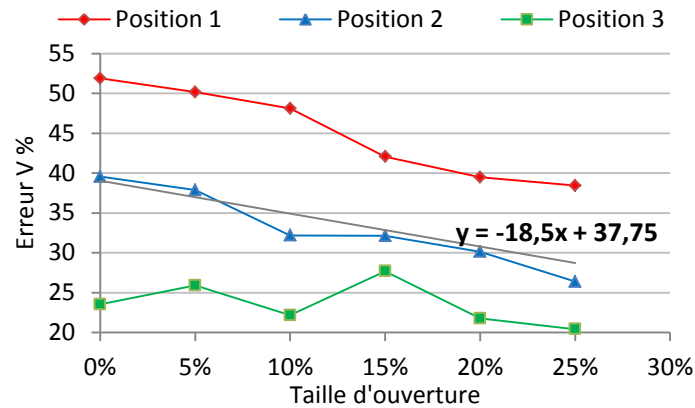


Figure 4.26: Erreur effort tranchant des voiles en fonction de la taille d'ouverture située dans le milieu du plancher ( $L/B=2$ )

La figure (fig.4.26) présente l'erreur d'effort tranchant des voiles de contreventement des bâtiments de rapport  $L/B = 2$  en fonction de la taille d'ouverture située dans le milieu du plancher.

Le tableau 8 présente la pente de chaque droite de régression des paramètres étudiés. Par exemple, dans le cas où le rapport  $L/B$  est 2, quand l'ouverture située au milieu du plancher en dalle pleine, la droite de régression d'erreur dans les voiles est ( $y = -18,5x + 37,75$ ). Comme présenté sur la figure (fig.4.26), Seule la pente -18,5 sera présentée dans le tableau.

Tableau 8: Pente de la droite de régression

		Dalle pleine		Corps creux	
		Erreur dans les voiles	Erreur dans les poteaux	Erreur dans les voiles	Erreur dans les poteaux
$L/B=2$	Milieu	<b>-18.5</b>	17.0	49.7	30.6
	Coin	86.7	49.1	40.3	11.2
$L/B=2.33$	Milieu	7.6	31.8	75.2	41.4
	Coin	87.9	51.1	68.8	23.8
$L/B=3.14$	Milieu	74.0	65.1	156.8	51.9
	Coin	74.3	69.4	106.6	41.5

		Dalle pleine		Corps creux	
		Erreur dans les voiles	Erreur dans les poteaux	Erreur dans les voiles	Erreur dans les poteaux
Position 1	Milieu	<b>-10.8</b>	21.0	52.1	23.2
	Coin	83.6	34.4	46.6	5.9
Position 2	Milieu	<b>-11.9</b>	18.9	79.5	38.9
	Coin	73.9	50.8	76.5	28.5
Position 3	Milieu	85.8	74.0	150.1	61.8
	Coin	91.3	84.5	92.6	42.2

Le résultat du tableau montre que l'influence de la taille de l'ouverture est croissante avec l'augmentation du rapport L/B, ou bien avec la diminution de la distance entre voiles de contreventement, (lorsqu'on augmente la taille de l'ouverture, la pente sera plus grande). Cependant que, certains résultats montrent une pente négative, cela signifie qu'en augmentant la taille de l'ouverture, l'erreur d'effort tranchant diminue.

La figure (fig.4.27) illustre la classification des diaphragmes selon le code parasismique international ASCE/SEI 7-10.

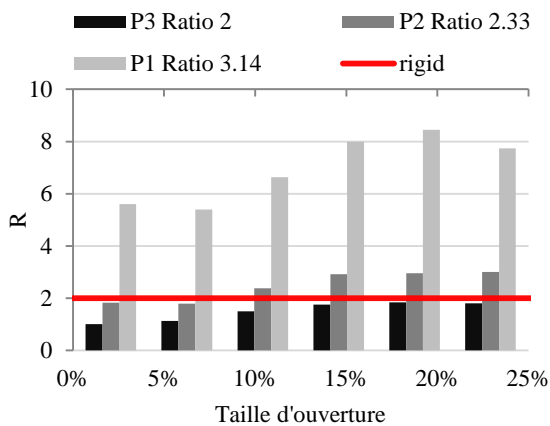


Figure 4.27a : Plancher en dalle pleine

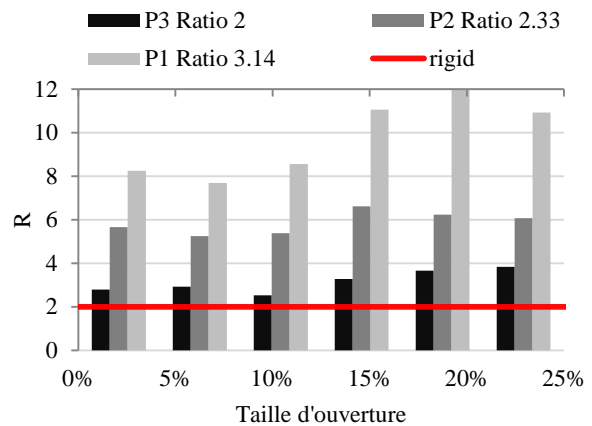


Figure 4.27b : Plancher en corps creux

Figure 4.27: Classification des diaphragmes selon ASCE

Le résultat révèle que certains bâtiments classés comme rigides selon le code ASCE/SEI 7-10 ont une erreur plus grande que des bâtiments classés comme flexibles. Donc, on peut conclure qu'il n'y a pas une corrélation entre la déflexion de plancher et la distribution de charge sismique dans les éléments de contreventement.

4.2.3.3 Distribution de la charge horizontale

Suite aux résultats trouvés dans la section précédente, nous avons suggéré la méthode suivante pour enquêter sur la distribution des charges horizontales dans les éléments de contreventement par l'équation (33), le principe de cette méthode est de comparer entre les résultats trouvés par la méthode des éléments finis et calculés par le logiciel ETABS et les méthodes manuelles de répartition des efforts horizontaux dans les structures en béton armé définies dans le chapitre 3, section 1.6.

$$\text{Error \%} = [(F_{\text{éléments finis}} - F_i) / F_{\text{éléments finis}}] \times 100 \quad (33)$$

$F_i$ : la force calculée par la méthode manuelle (méthode du centre de torsion, méthode de raideur et méthode des surfaces tributaires).  $F_{\text{éléments finis}}$  : la force calculée par le logiciel.

Dans les figures (fig.4.28) et (fig.4.29), on a seulement les structures modélisées avec un diaphragme flexible, de longueur sur largeur  $L/B = 2$  et la position de voiles P3.

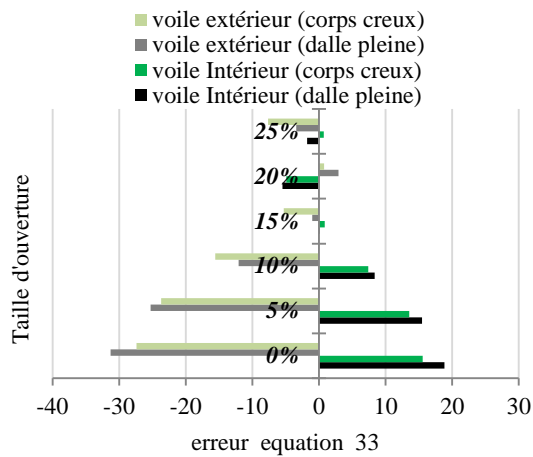


Figure 4.28a : Méthode du centre de torsion

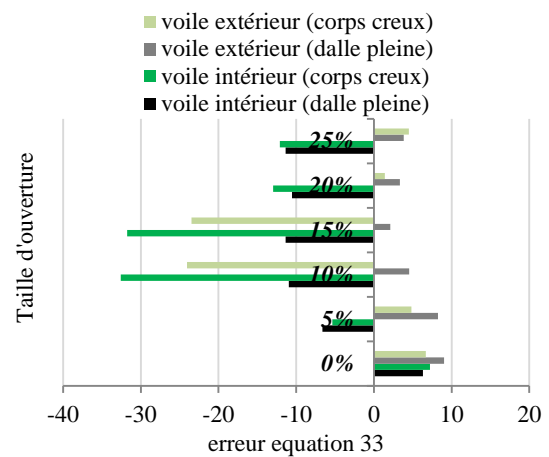


Figure 4.28b : Méthode de raideur

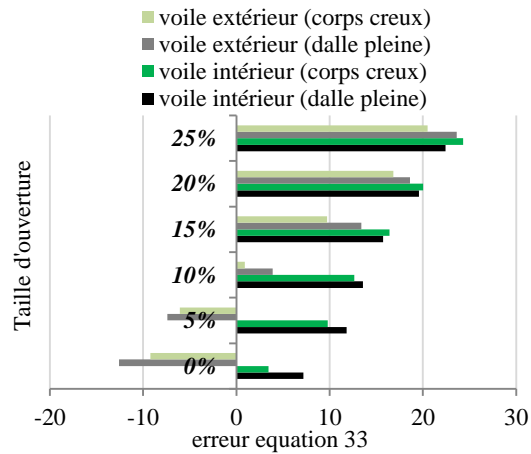


Figure 4.28c : Méthode des surfaces tributaires

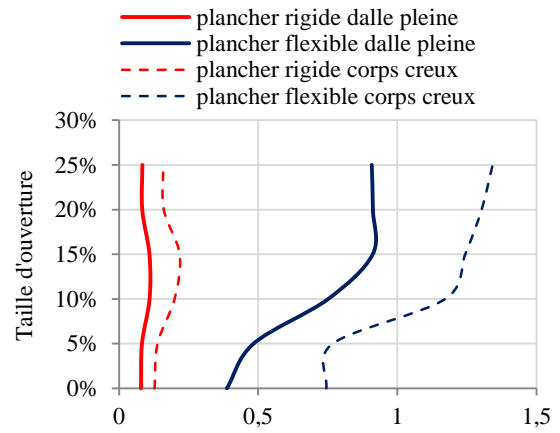


Figure 4.28d : Force dans les poteaux

Figure 4.28: Répartition de l'effort horizontal dans les éléments de contreventement (l'ouverture étant située au milieu du plancher)

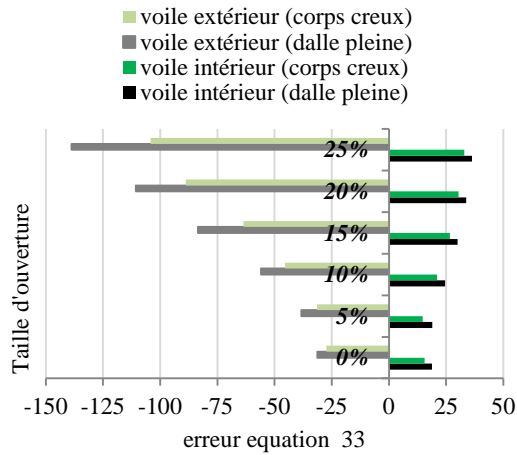


Figure 4.29a : Méthode du centre de torsion

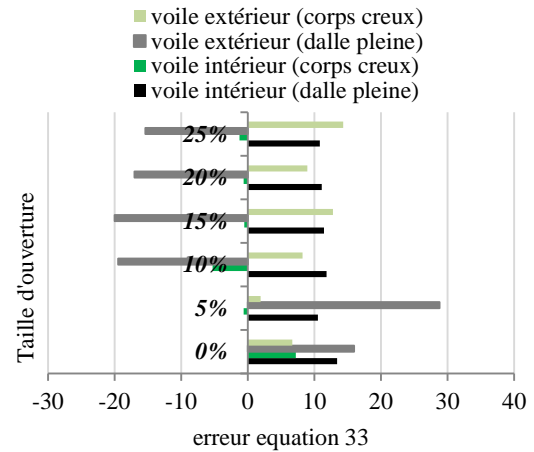


Figure 4.29b : Méthode de raideur

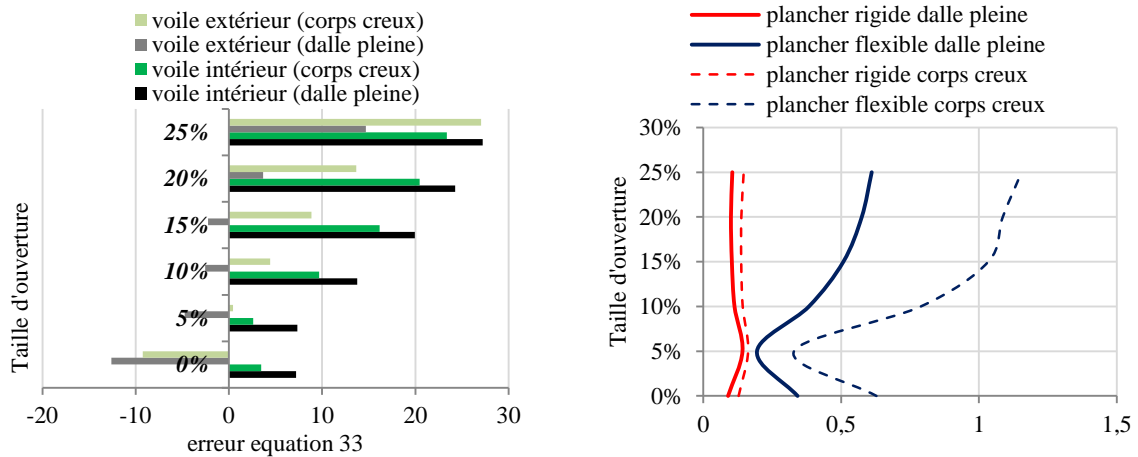


Figure 4.29c : Méthode des surfaces tributaires      Figure 4.29d : Force dans les poteaux

Figure 4.29: Répartition de l'effort horizontal dans les éléments de contreventement (l'ouverture étant située au coin du plancher)

La figure (fig.4.28) présente la différence de la répartition de l'effort horizontal entre la méthode des éléments finis et les méthodes manuelles (méthode du centre de torsion, méthode de raideur et méthode des surfaces tributaires), quand l'ouverture est située au milieu du plancher, cependant la figure (fig.4.29) présente les résultats lorsque l'ouverture est située au coin du plancher. Le pourcentage de force dans les poteaux ne dépasse pas 1,5 % ce qui signifie que plus de 98,5% de force horizontale est appliquée sur les voiles.

En analysant les résultats, on constate que les voiles intérieurs supportent un pourcentage important de charge horizontale par rapport aux voiles extérieurs et avec l'augmentation de la taille d'ouverture au milieu du plancher, le diaphragme flexible va transférer la charge horizontale vers les voiles extérieurs jusqu'à se comporter comme un diaphragme rigide.

La figure (fig.4.30) résume l'erreur entre la méthode du centre de torsion et la méthode des éléments finis du logiciel ETABS de tous les bâtiments de la troisième position P3 modélisés avec un diaphragme flexible.

Nous avons choisi la méthode du centre de torsion pour la comparaison car cette méthode est considérée comme la méthode la plus précise, de plus le logiciel de calcul de structures vis-à-vis des efforts horizontaux utilise cette méthode dans son calcul de répartition.

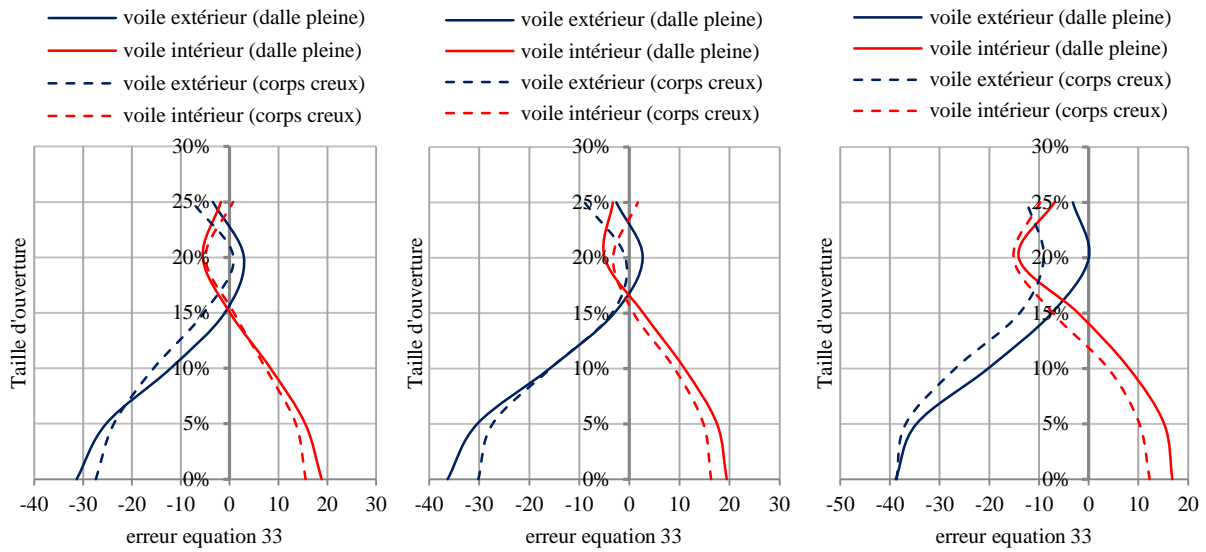


Figure 4.30a : L/B = 2

Figure 4.30b : L/B = 2,33

Figure 4.30c : L/B = 3,14

Figure 4.30: Erreur entre la méthode du centre de torsion et la méthode des éléments finis (position P3)

En analysant les résultats, on remarque que l'erreur entre la méthode du centre de torsion et la méthode des éléments finis devient presque nulle avec l'augmentation de la taille d'ouverture dans le plancher, cela signifie qu'entre chaque voile, la sollicitation se répartit proportionnellement à sa rigidité dans la direction de sollicitation.

On en conclut qu'un diaphragme flexible peut se comporter comme un diaphragme rigide si on ajoute des ouvertures dans la zone d'influence des voiles (zone tributaire de voile) qui supportent une charge horizontale importante que les autres voiles. La surface de l'ouverture qui fait qu'un diaphragme flexible se comporte comme un diaphragme rigide est définie dans l'équation Eq. (34).

$$S_{opening} = S_{floor} \times \left( \frac{F_{wf}}{F_{sf}} - \frac{I_w}{\sum_i^n I_s} \right) \quad (34)$$

Où  $S_{floor}$  est la surface totale du plancher,

$F_{wf}$  est la force dans le voile  $i$  résultant d'hypothèse de diaphragme flexible,

$F_{sf}$  est la force sismique horizontale dans la direction X ou Y (selon la direction choisie),

$I_w$  est l'inertie du voile  $i$ ,

$I_s$  est l'inertie totale des éléments verticaux dans l'étage.

La figure (fig.4.31) présente la différence de la répartition de l'effort horizontal entre la méthode des éléments finis et les méthodes manuelles (méthode du centre de torsion, méthode de raideur et méthode des surfaces tributaires), du bâtiment de rapport  $L/B = 3,14$  de la troisième position P3 avec une ouverture de 0,64% de surface du plancher située dans un coin, ce bâtiment est modélisé avec un diaphragme rigide.

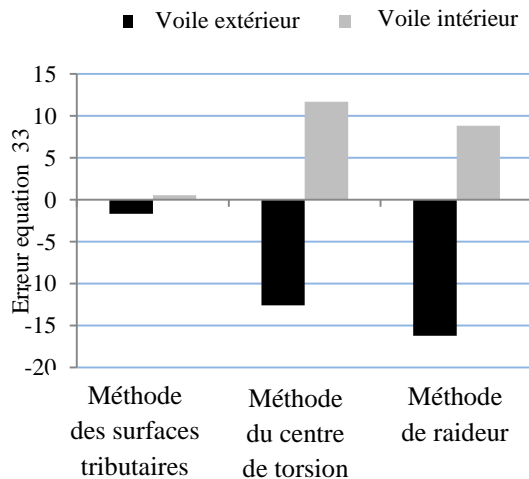


Figure 4.31a : Plancher en dalle pleine

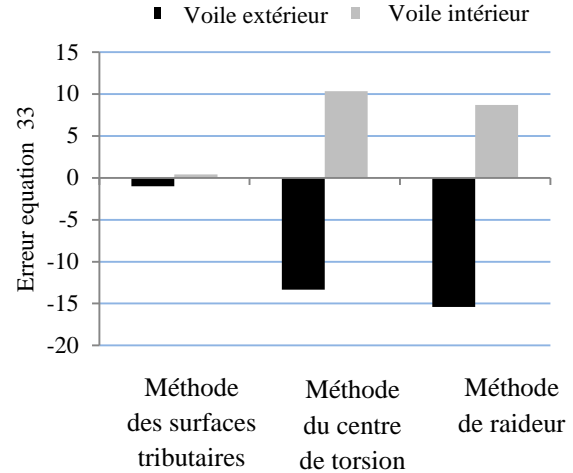


Figure 4.31b : Plancher en corps creux

Figure 4.31: Répartition de l'effort horizontal dans les éléments de contreventement (l'ouverture étant située au coin du plancher)

Ce diaphragme rigide doit distribuer les forces horizontales aux éléments verticaux proportionnellement à leur rigidité relative mais les résultats montrent que ce diaphragme rigide avec une petite ouverture de 0,64% située dans un coin peut distribuer les forces horizontales aux éléments verticaux par la méthode des surfaces tributaires, donc on en conclut qu'un diaphragme rigide peut se comporter comme un diaphragme flexible.

#### 4.2.4 Analyse statique non linéaire (Pushover)

##### 4.2.4.1 Définition

L'analyse "Pushover" est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [35].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme d'une courbe (voir fig.4.32) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

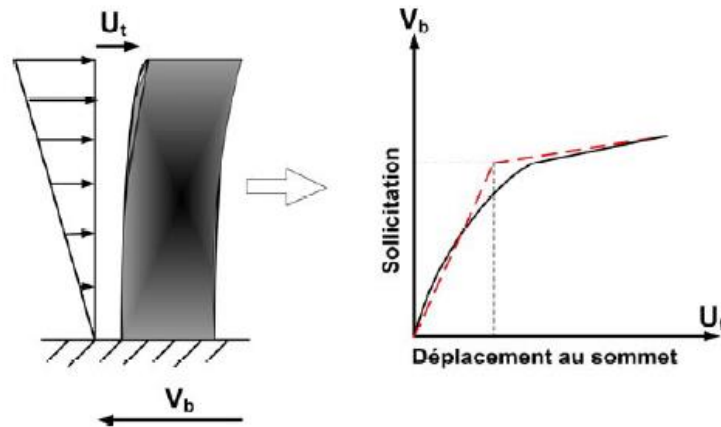


Figure 4.32: Courbe Pushover pour un système à PDDL

L'analyse statique Push over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure assimilée à un système linéaire équivalent.

#### 4.2.4.2 But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventement, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de la structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance et qui peut être utilisée dans le contrôle de l'endommagement.

#### 4.2.4.3 Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation de rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. (fig.4.33).

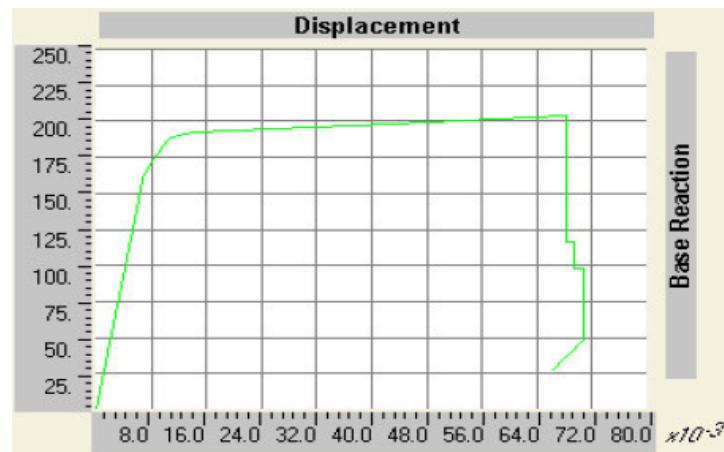


Figure 4.33: Courbe de capacité

#### 4.2.4.4 Loi de Comportement

L'analyse non-linéaire nécessite la connaissance préalable des lois de comportement d'éléments de la structure. Une expérimentation sous chargement cyclique et alternée, simulant l'action du séisme, permet d'obtenir des courbes ou boucles d'hystérésis figurant le comportement des éléments. Ces courbes sont ensuite idéalisées, pour des raisons pratiques, en une courbe souvent multilinéaire dont les points singuliers représentent les caractéristiques de résistance et de déformation ainsi que la dégradation de la rigidité de ces éléments telles qu'observées réellement.

Le diagramme bilinéaire Moment-Rotation d'un élément de la structure est caractérisé par deux points limites :

- Le point 'Y' représente la limite inférieure et caractérise l'état limite du comportement élastique linéaire ;
- Le point 'U' représente la limite supérieure et caractérise l'état ultime de déformation c.-à-d. la limite au-delà de laquelle on observe la ruine ;
- La rigidité entre le 'O' et le point 'Y' représente la rigidité élastique initiale de la structure.

L'effet de détérioration de la rigidité est considéré comme se produisant au-delà de la limite élastique ; les déformations que subit la structure entre les deux états limites découlent de la capacité de celle-ci à développer des déformations inélastiques sans rupture. On définit ainsi un facteur dit le facteur de ductilité comme étant le quotient du déplacement à la rupture sur celui à la limite élastique.

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_e} \quad (35)$$

$\mu$  : Facteur de ductilité,  
 $\delta_{\max}$  Le déplacement maximal,  
 $\delta_e$  Le déplacement à la limite élastique.

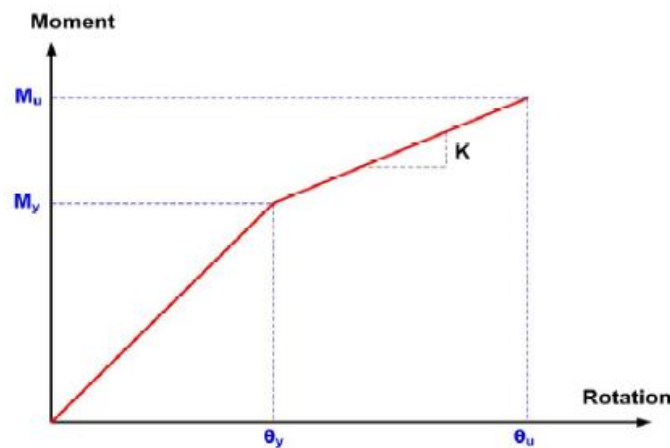


Figure 4.34: Relation Moment-Rotation

#### 4.2.4.5 Modélisation numérique

- *Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux*

Le comportement global non linéaire d'une structure est décrit par la formation des mécanismes de rotules plastiques en un ou plusieurs de ses éléments.

Les rotules plastiques sont des zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément (fig.4.35). La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément. Cette propriété est connue sous le nom de la ductilité des matériaux. Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant sa rupture. Les valeurs caractérisant les rotules plastiques définissent le mécanisme global de ruine de la structure, et représentent des éléments fondamentaux de la modélisation non linéaire.

L'insertion des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres se fera comme suit :

- Poutres : Rotule de flexion (type M3), Rotule de cisaillement (type V2).
- Poteaux : Rotule de flexion (type PMM) qui tient compte de la loi de variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau, et deux rotules de cisaillement (V2 et V3) suivant les deux directions principales des poteaux.

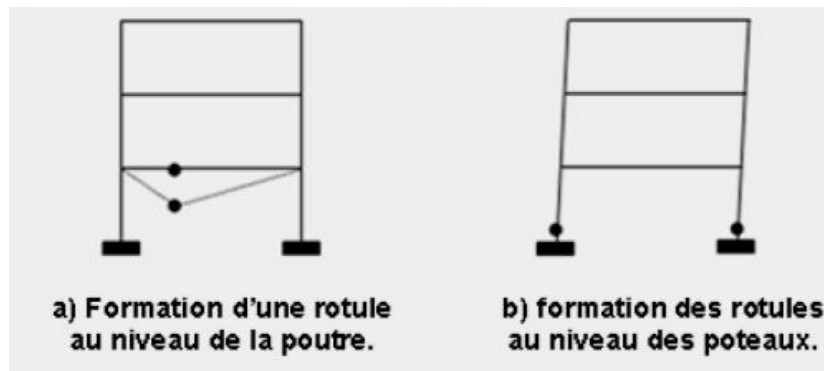


Figure 4.35: Positionnement des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force – déformation (fig. 4.36).

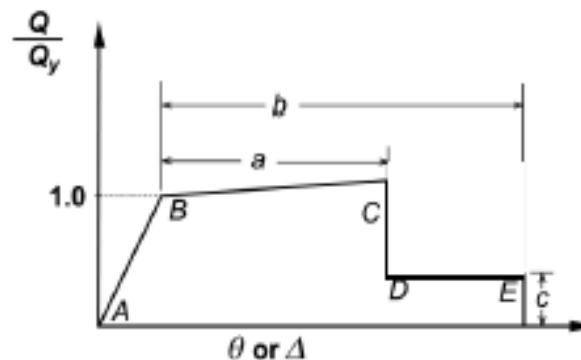


Figure 4.36: Loi de comportement des rotules plastiques.

La courbe est composée d'une réponse linéaire (réponse élastique) entre les points **A** et **B**. Au point **B**, l'élément atteint la limite élastique et à nouveau une réponse linéaire est observée avec une rigidité réduite entre les points **B** et **C**. Au point **C**, une réduction soudaine de la résistance de l'élément se produit et le graphique tombe au point **D**. Au-delà du point **D**, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E**, où la perte définitive de la résistance de l'élément a lieu. Les paramètres **a**, **b** et **c** désignent les déformations qui se produisent après dépassement de la limite élastique de l'élément, c'est-à-dire, la déformation plastique. Ces paramètres sont déterminés par le logiciel de calcul en se référant aux tableaux donnés dans le code FEMA 273.

- *Définition du comportement non linéaire des voiles*

On a adopté une modélisation simplifiée pour décrire le comportement non linéaire des voiles de contreventement en utilisant des modèles macroscopiques [50] [51]. Selon les approches habituelles de modélisation non linéaire, les voiles sont modélisés par un élément « poteaux-poutres » équivalent situé sur l'axe central du voile.

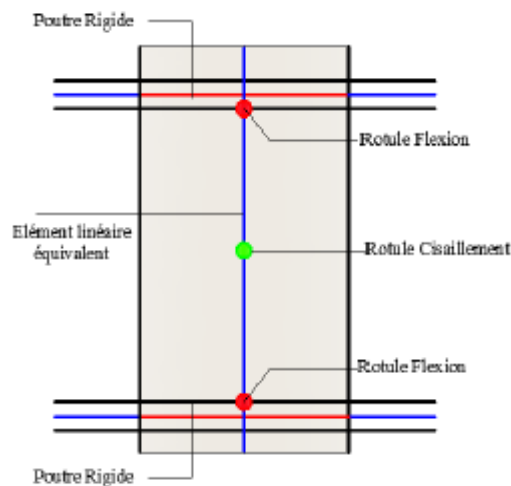


Figure 4.37: Modélisation du voile par un élément poteau-poutre équivalent.

- *Application de l'analyse Pushover*

En utilisant le logiciel de calcul non linéaire ETABS, on exécute une analyse statique non linéaire sur notre bâtiment, l'analyse est effectuée suivant les deux directions principales de la structure et en appliquant les trois modes de chargements pour déterminer la courbe de capacité obtenue par le mode de chargement jugé le plus défavorable sur notre bâtiment.

- *Définition des modes de chargement de l'analyse Pushover*

La distribution des charges horizontales est l'un des aspects les plus critiques de la méthode Pushover, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est recommandé par plusieurs chercheurs [52] [53] d'effectuer les analyses en appliquant plus qu'une seule distribution de charge latérale, à cet effet, on a utilisé trois différents types de chargement latéral qui sont comme suit :

- ✓ *Distribution uniforme* : forces latérales proportionnelles à la masse  $S_j = m_j$ .
- ✓ *Distribution triangulaire* : distribution en fonction de la hauteur du niveau :  $S_j = m_j \times h_j$
- ✓ *Distribution modale* : distribution selon la déformée du 1<sup>er</sup> mode :  $S_j = m_j \times F_j l$

Les courbes de contrainte-déformation des matériaux (béton et barres d'armatures) sont illustrées à la figure (fig.4.38).

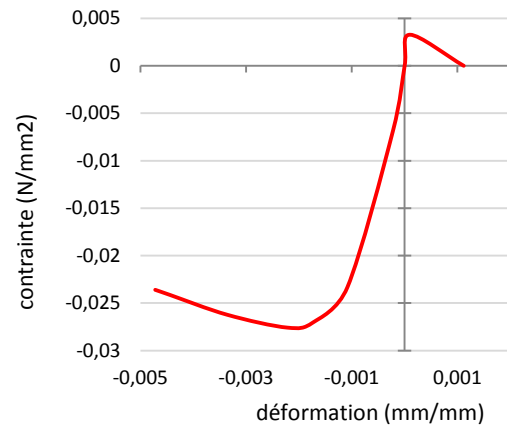
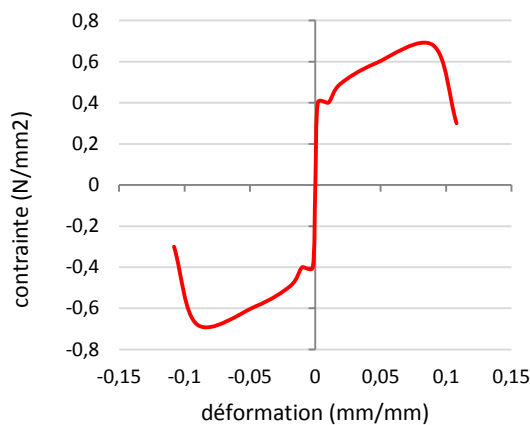


Figure 4.38a: Loi de comportement(Acier)

Figure 4.38b: Loi de comportement(béton)

Figure 4.38: Courbes de contrainte-déformation

#### 4.2.4.6 Résultat d'analyse

Après l'analyse des différentes structures, nous allons procéder à l'évaluation de la courbe de capacité qui donne l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet pour les bâtiments modalisés avec un diaphragme flexible.

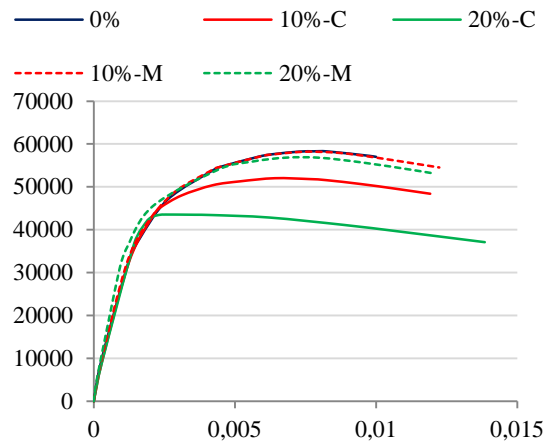


Figure 4.39a: Position 1, L/B = 2, plancher en corps creux

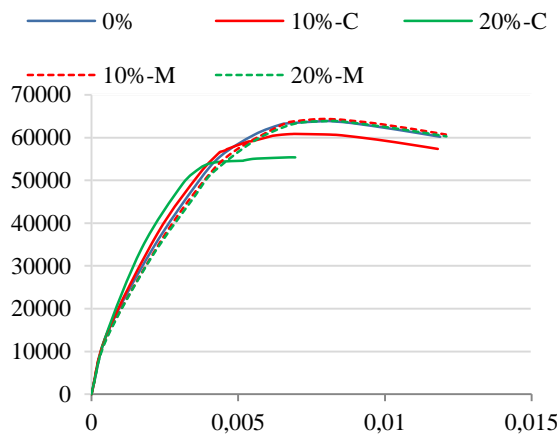


Figure 4.39b: P3, L/B = 2, dalle pleine

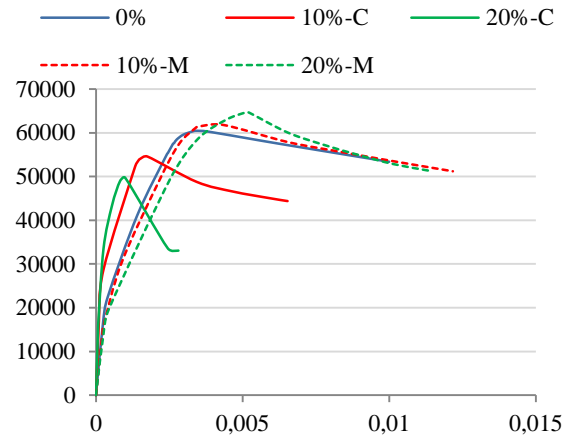


Figure 4.39c: P3, L/B = 3,14, dalle pleine

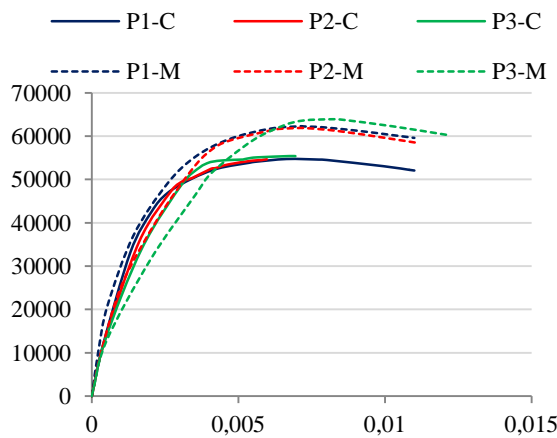


Figure 4.39b: Ouverture 20%, L/B = 2, dalle pleine

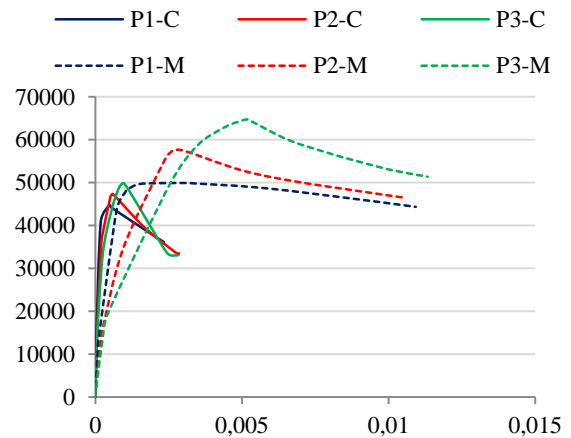


Figure 4.39c: Ouverture 20%, L/B = 3,14, dalle pleine

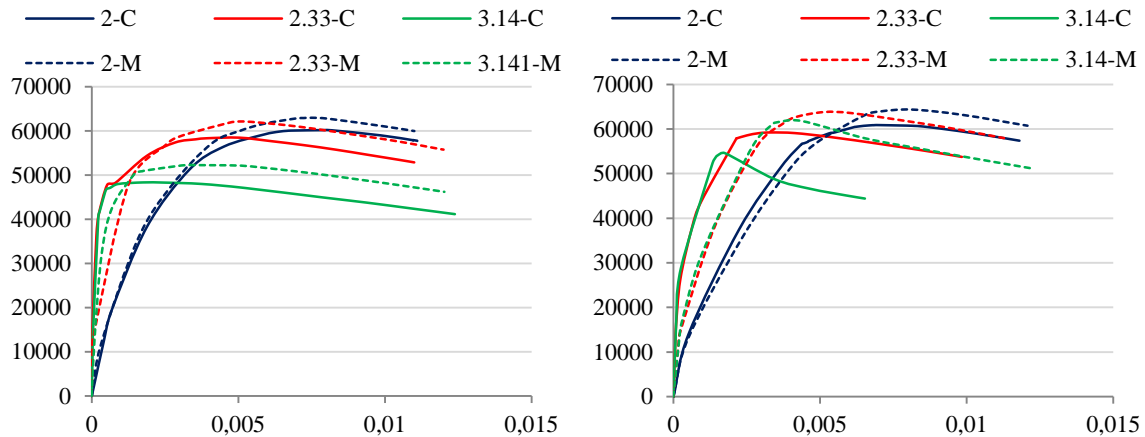


Figure 4.39d: Ouverture 10%, P1, dalle pleine

Figure 4.39e: Ouverture 10%, P3, dalle pleine

Figure 4.39: Courbes de capacité pour les bâtiments modalisés avec un diaphragme flexible

Les résultats trouvés ci-dessus permettent de dégager quelques remarques qui peuvent être résumées comme suit :

Une nette différence est constatée entre la capacité des modèles de plancher étudiés, ainsi, la capacité de la structure à plancher flexible en dalle pleine est largement supérieure à la capacité des structures à plancher en corps creux.

Les résultats montrent que toutes les structures avec une ouverture située au milieu du plancher ont une capacité plus grande que les structures avec une ouverture située au coin du plancher.

Dans le cas où l'ouverture est située au milieu du plancher, on a constaté qu'avec la diminution de la distance entre les voiles de contreventement intérieurs, la capacité de la structure augmente, mais l'influence du paramètre de position de voiles devient insignifiante si l'ouverture est située au coin du plancher.

La capacité de la structure décroît avec l'augmentation de la taille d'ouverture si elle est située au coin du plancher, cependant dans le cas où l'ouverture est située au milieu du plancher, quand on augmente la taille de l'ouverture, la capacité de la structure augmente aussi.

Ainsi, on note que la capacité de la structure diminue avec l'augmentation de rapport L/B.

#### 4.2.4.7 Déplacement de la structure au point de performance

Le point de performance correspond à l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse sismique réglementaire, l'obtention de ce point se fait par itération successif en variant le coefficient d'amortissement visqueux, il traduit le comportement réel de la structure vis à vis d'un spectre réglementaire moyen représentatif de la région étudiée.[20] La localisation du point de performance sur la courbe de capacité permet de savoir si la structure a un comportement élastique, plastique ou elle est proche de la rupture, le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré d'endommagement.

Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40 [54], l'autre la ductilité, comme dans l'Eurocode 8. [55]

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur  $R$  qui dépend de la ductilité de la structure ( $\mu$ ), tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. [55]

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique. [56]

La procédure A est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure B est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe. [57]

Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la procédure B.

La procédure B repose sur l'hypothèse que la pente du segment élastique, le point  $(a_y, d_y)$  et la pente du segment post-élastique sont constants [54].

Cette hypothèse simplificatrice implique que l'amortissement effectif dépend seulement du terme  $(d_{pi})$ .

La figure (fig.4.40) présente la variation du déplacement de la structure au point de performance des structures de  $L/B = 2$  et  $3,14$  modélisées avec un diaphragme rigide et flexible.

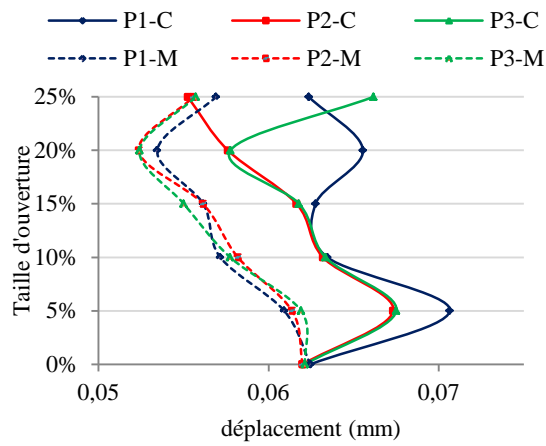


Figure 4.40a : L/B = 2, diaphragme rigide

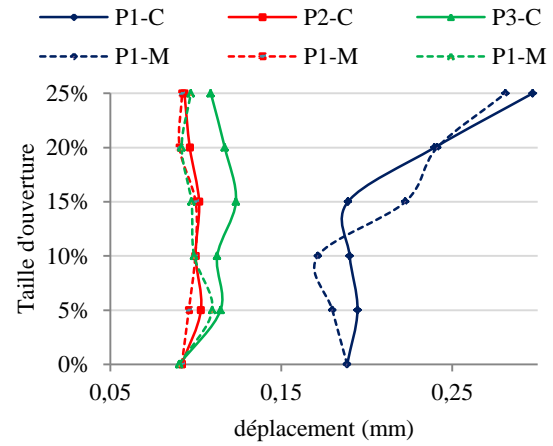


Figure 4.40b : L/B = 2, diaphragme flexible

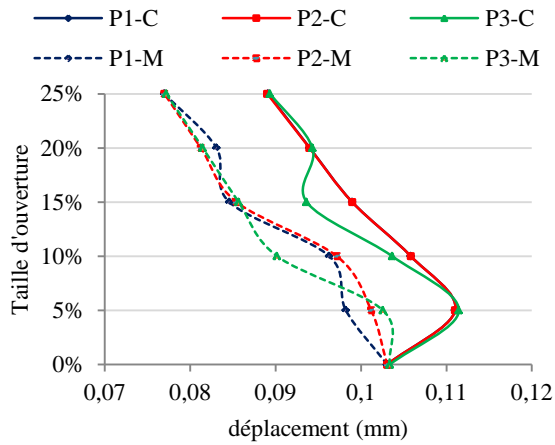


Figure 4.40c : L/B = 3,14, diaphragme rigide

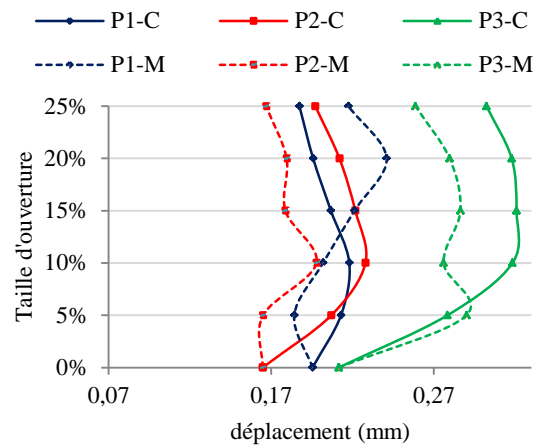


Figure 4.40c : L/B = 3,14, diaphragme flexible

Figure 4.40: Variation de déplacement de la structure au point de performance

Les résultats montrent que généralement toutes les structures avec une ouverture située au milieu du plancher ont un déplacement moins que le déplacement des structures avec une ouverture située au coin du plancher. Ainsi que le déplacement de la structure au point de performance au niveau de structure modélisée avec un diaphragme flexible est largement important par rapport à celui de structure modélisée avec un diaphragme rigide.

## CHAPITRE 5: CONCLUSION GENERALE

Dans les bâtiments, les planchers (y compris le toit) jouent un rôle très important dans le comportement sismique d'ensemble de la structure. Ils agissent comme des diaphragmes horizontaux qui collectent les forces d'inertie et les transmettent aux éléments structuraux verticaux pour résister à l'action sismique horizontale. Cette fonction dépend de sa rigidité relative et de celle des éléments de contreventement.

La réponse d'une structure aux actions horizontales dépend fortement du comportement du plancher. Cette dernière est influencée par plusieurs paramètres identifiés comme prépondérants dans le comportement dynamique d'un plancher. Généralement pour les bâtiments, les modèles de calcul négligent la flexibilité des planchers, cette approche peut être raisonnable pour les structures auto stables ; par contre dans les structures mixtes l'analyse du modèle induit des erreurs considérables.

Ce travail a traité l'influence de la nature des planchers sur le comportement global des structures en béton armé. Une recherche bibliographique sur les méthodes d'évaluation de la rigidité des planchers, développées dans beaucoup de règlements parasismiques tels que : ASCE, IBC, FEMA, a été effectuée.

Dans le cadre de cette étude menée à l'aide de la simulation numérique, les sollicitations et les déformations calculées dans les planchers et les éléments de contreventement ont pour objet d'appréhender la flexibilité des diaphragmes horizontaux (planchers) dans leur plan. Par ailleurs, nous avons pris, en considération, tous les paramètres influant directement la rigidité des planchers lors d'un tremblement de terre majeur : le type de matériaux constituant le plancher, la position des voiles de contreventement, le nombre d'étages, la hauteur d'étages, la taille de l'ouverture dans le plancher, la position de l'ouverture dans le plancher et l'épaisseur de voile de contreventement.

Il ressort des résultats de ce travail, que l'influence de la nature des planchers sur le comportement et la distribution des efforts aux éléments de contreventement est importante pour les structures mixtes. De plus, nous avons constaté que les constructions basses d'un ou de deux niveaux sont les plus concernées par la déformabilité des planchers. Par ailleurs, d'après l'analyse des résultats trouvés, nous avons émis les observations suivantes:

- La déformabilité des planchers décroît avec l'augmentation du nombre d'étages. Ainsi, le problème de rigidité des diaphragmes horizontaux concerne davantage les structures basses, plus on augmente le nombre de niveaux, plus le plancher tend vers un comportement rigide. On constate aussi, que la déflexion est plus

grande dans les planchers en Corps creux par rapport aux planchers en dalle pleine.

- L'étude de l'influence des ouvertures sur la rigidité en plan d'un plancher est très importante, les planchers rigides sont largement influencés par des ouvertures situées au coin que les ouvertures situées au milieu. Ainsi qu'une petite ouverture située dans le coin de diaphragme rigide peut modifier le comportement global de la structure (un diaphragme rigide avec une petite ouverture au coin peut se comporter comme un diaphragme flexible). Par ailleurs, un diaphragme flexible peut se comporter comme un diaphragme rigide si on ajoute des ouvertures dans la zone d'influence des voiles. La surface de l'ouverture qui fait qu'un diaphragme flexible se comporte comme un diaphragme rigide est proposée par une équation.
- La classification du diaphragme dans les codes parasismiques n'est pas suffisamment précise et elle doit être révisée.

**BIBLIOGRAPHIE**

- [1] - Alain Capra & Victor Davidovici, Calcul Dynamique des Structures en Zones Sismiques, Editions Eyrolles, 1982.
- [2] - Mario Gianquinto ,Wolfgang Jalil, Guide AFPS des dispositions constructive parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Editions Eyrolles, 2006.
- [3] - R Favre, J.P. Jaccoud, Olivier Burdet, Hazem Charif, Dimensionnement des structures en béton armé, Traité de génie civil de l'école polytechnique de Lausanne, Volume 8, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1997.
- [4] - Pierino Lestuzzi , Marc Badoux , Souad Sellami , Génie parasismique, Conception et dimensionnement des bâtiments, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), Editions Eyrolles, 2008.
- [5] - Conception Parasismique des Bâtiments, Guide AFPS, Association française du génie parasismique, Editions Eyrolles, 2004.
- [6] - Farzed naeim, the seismic design handbook, deuxième édition, copyrighted mterial, 31 mrs 2001
- [7] - Hengxi liu:Thèse de doctorat en Mécanique; corrélation entre perception au confort vibratoire et comportement dynamique de planchers bois : apport pour le dimensionnement, 2006 INSA
- [8] - Groupe spécialisé n° 03 (Structures, planchers et autres composants structuraux) de la Commission chargée de formuler des avis techniques « Dalles pleines confectionnées à partir de pré dalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre » Annule et remplace l'édition de 1984 parue dans la livraison 257 des Cahiers du CSTB de mars 1985, cahier 1985, CPT plancher, édition 2000.
- [9] -Yasushi Sanada, Ali Niousha, Masaki Maeda, Toshimi Kabeyasawa and Mohammad Reza Ghayamghamian "Building Damage around Bam Seismological Observatory Following" the Bam, Iran Earthquake of Dec. ,26,2003 Bull. Earthq. Res. Inst. Univ. Tokyo Vol. 79 (2004). PP 95-105.
- [10] - D. K. Bull "Understanding the complexities of Designing Diaphragms in Buildings for Earthquakes" Symposium to celebrate the lifetime contributions of professors emeriti Tom Paulay and Bob Park, Christchurch New Zealand, 2003.
- [11] - Fumio Kamiya and Rafik Y.Itani, member, ASCE "Design of wood diaphragms with openings", journal of structural engineering/July 1998/839.
- [12] - Uniform Building Code UBC 1997, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions, International Code Council, 1997.

- [13] - Ghosh, S. K., Design of Reinforced Concrete Buildings under the 1997 UBC, Building Standards, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1998.
- [14] - ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2013.
- [15] - ASCE. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Publication No. 356, prepared by the American Society of Civil Engineers, funded by the Federal Emergency Management Agency, American Society of Civil Engineers, Washington, DC, 2000.
- [16] - John G. Shipp, S.E., FASCE, Gary C. Hart, PhD, Seismic Design of Wood and Masonry Buildings, Boston Society of Civil Engineers, Seismic Design Lecture Series, Lecture Series Proceedings, 1991. Washington, DC, 2000.
- [17] - IBC 2012, international building code, copyright by International Code Council, Inc, Illinois, 2011.
- [18] - Eurocode 8, CEN. EN 1998-1, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, 2004.
- [19] - SNZ 1170.5 Supplement 1:2004, Structural Design Actions. Part 5: Earthquake actions-New Zealand-Commentary, Standards New Zealand, Wellington, 2004.
- [20] - FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA publication 273, Washington, D.C, 1997.
- [21] - NEHRP Recommended Provisions(National Earthquake Hazards Reduction Program) For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures (FEMA 450)2003 Edition Prepared By The Building Seismic Safety Council For The Federal Emergency Management Agency Building Seismic Safety Council National Institute Of Building Sciences Washington, D.C. 2004
- [22] - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings Prepared by American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, November 2000 federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [23] - RPA 2003, DTR, MHU, CGS, Algerian earthquake resistant regulations 99/Version 2003.
- [24] - Tena-Colunga, A., and Abrams, D. P, Seismic behavior of structure with flexible diaphragms, J. Struct. Eng, 122(4), 439-445, 1996.
- [25] - A. Tena-Colunga, D.P. Abrams, Seismic Behavior of Structures with Flexible Diaphragms. J. Struct. Eng. 122(4) (1996) 439-445. doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1996)122:4(439)

- [26] - Building Code Requirements for Reinforced Concrete-ACI 318-95, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1995.
- [27] - SEAOC - Seismology Committee (1999), Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. 7th ed., Structural Engineers Association of California, SEAOC, Sacramento, CA, 440 p, 1999.
- [28] - ETABS Linear & Nonlinear Static & Dynamic, analysis & Design of Building Systems, Computers and Structures, Inc, 2015.
- [29] - Dong-Guen Lee, Hyun-Su Kim and Min Hah Chun, Efficient seismic analysis of highrise building structures with the effects of floor slabs, Engineering Structures, Volume 24, Issue 5, Pages 613-623, 2002.
- [30] - Hyun-Su Kim , Dong-Guen Lee and Chee Kyeong Kim , Efficient three-dimensional seismic analysis of a high-rise building structure with shear walls, Engineering Structures, Volume 27, Issue 6, Pages 963-976, 2005.
- [31] - Yousef Bozorgnia, Vitelmo V. Bertero, Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering, Boca Raton, CRC Press, 2004.
- [32] - AKI, S, Tolga, lateral load analysis of shear wall-frame structures, Ph.D., Department of Engineering Sciences, the Middle East technical university Turkey, 2004.
- [33] - Jain, S. K., and Jennings, P. C, Analytical models for the low rise buildings with flexible floor diaphragms, Earthquake Eng. Struct. Dyn, 13-2, Pages 225-241, 1985.
- [34] - Lee DG, Kim HS, The effect of the floor slabs on the seismic response of multi-story building structures, Proceedings of APSEC 2000, Malaysia, 2000.
- [35] - Lee DG, Kim HS, An efficient model for seismic analysis of high-rise building structures with the effects of floor slabs, Proceedings of SEEBUS 2000, Japan, 2000.
- [36] - H.W. Lee and Y.G. Park. MIDAS/GEN w, the most intelligent design & analysis system, MIDAS Information Technology Co.Ltd, 2000.
- [37] - Seismic Design for Buildings, Department of the Army, TM 5-809-10; Department of the Navy, NAVDOCKS P-355; Department of the Air Force, AFM 88-3, Chapter 13, March 1966.
- [38] - Earthquake Engineering Research, the Committee on Earthquake Engineering Research - Division of Engineering - National Research Council, National Academy of Engineering, National Academy of Sciences, 1969.
- [39] - John A. Martin & Associates, Chapter 08-Seismic Design of Floor Diaphragm, International Conference of Building Officials, Structural Engineers Association National Council, 2001.

- [40] International Building Code 2003, Seismic Design Diaphragms, Chapter 16, 2004.
- [41] - HECKMANN Éric, Renaud DELABY, BROUSSE Aurélien Étude des distributions des efforts horizontaux dans les structures mixtes : ossature bois, structures BA INSA Stasbourg 2010.
- [42] - THONIER, Henry. Conception et calcul des structures de bâtiments. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. ISBN 2-85978-265-6.
- [43] - FAVRE, Renaud, et al. Traité de Génie Civil - Dimensionnement des structures en béton. Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1997. Vol. 8. ISBN 2-88074-330-3.
- [44] - COIN, André. Ossatures des bâtiments. Paris: Editions Eyrolles, 1996. ISBN 2-212-07507-3.
- [45]- T. Paulay, M.J.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons. Inc, New York, 1992.
- [46]- S.H. Ju, M.C. Lin, Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors. J. Struct. Eng. 125 (1) (1999) 25-31. doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1999)125:1(25).
- [47]- M. Moeini, B. Rafezy, W.P. Howson, Investigation Into The Floor Diaphragm Flexibility In Rectangular Reinforced Concrete Buildings And Error Formula. In: Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17 (2008), Beijing, China.
- [48]- Draper NR, Smith H Applied regression analysis. Wiley-Interscience, Hoboken ISBN 0-471-17082-8, (1998).
- [49]- Béguin Hubert, Méthodes d'analyse géographique quantitative, Paris, Litec, ISBN : 2-7111-0193-2, 1979.
- [50]- Vulcano, A, V. V. Bertero, and V. Colotti ,1988. Analytical Modeling of RC Structural Walls, Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering 6, Tokyo-Kyoto.
- [51]- Kutay Orakcal, Leonardo M. Massone and John W. Wallace, 2006, Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled-Shear-Flexural Responses, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [52]- Peter Fajfar (2000) A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. Earthquake Spectra: 2000, Vol. 16, No. 3, pp. 573-592. doi.org/10.1193/1.1586128

- [53]- S. K. Kunnath, Y. H. Chai Cumulative damage based inelastic cyclic demand spectrum, earthquake engineering & structural dynamics, doi.org/10.1002/eqe.363
- [54]- Applied Technology Council, 1996, The seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.
- [55]- Pierre Mouroux, Caterina Negulescu, 2007, Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité), 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [56]- Sermin Oğuz, 2005, Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures, Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey.
- [57]- FEMA, 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City, California.