

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU**

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



## **MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structure**

*Thème*

**Influence des sections rectangulaire des poteaux sur la rigidité des portiques auto stable.**

**Présenté par : M<sup>elle</sup> BELHADJ Lila**

**Devant le jury composé de :**

Mr BENYAHY Karim

Président.

M<sup>me</sup> IDRES Saadia

Examinatrice.

M<sup>me</sup> SMAHI Rabiha

Promotrice.

*Promotion : 2018/2019*

## *Remerciements*

*Avant tout, je tiens à remercier le dieu tout puissant qui ma donné la santé, le courage, la détermination, la volonté, et la patience à mener ce modeste travail à terme.*

*J'adresse mes vifs remerciements à :*

*M<sup>er</sup> BENYAHY maître de conférences classe B à L'UMMTIO pour avoir accepté de présider le jury.*

*M<sup>me</sup> IDRES maître de conférences classe B à L'UMMTIO pour avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Enfin, je remercie énormément toute ma famille, mes proches, toutes mes amies, et toutes les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail.*

## ❧ Dédicace ❧

*Tout D'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études Je dédie ce modeste travail :*

❧ *Pour la personne la plus chère, qui est absente de l'œil, mais qui est à l'intérieur du cœur, mon cher père*

**« ACHOUR »**

❧ *A la femme la plus chère au monde, à celle qui a sacrifié sa jeunesse pour me voir réussir et me voir concrétiser mes projets, à celle à qui je dois tout, « Yemma Ouardia »*

❧ *Le plus chère frère, qui est absente de l'œil, mais qui est à l'intérieur du cœur, « KAMEL BELHADJ »*

❧ *A tous mes frères et sœurs.*

❧ *A tous mes frères et sœurs.*

❧ *A tous mes amies.*

# TABLE DES MATIÈRES

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1-1</b>
<b>Chapitre I : Portiques Auto-stable (Méthode de Muto).....</b>	<b>2</b>
1. Introduction.....	2
2. Classification des structures.....	2
3. Mode de fonctionnement des structures en portiques.....	3
4. Méthode de MUTO (Procédure de calcul).....	4-9
5. Conclusion.....	10
<b>Chapitre. II. Nécessité et rôle des contreventements.....</b>	<b>11</b>
1. Introduction.....	11
2. Systèmes de contreventement.....	12-17
.3. Distribution des efforts.....	17-21
.4. État de l'art des méthodes de répartition pour les structures en béton armé.....	22-27
.5. Inertie des voiles.....	28
Conclusion.....	28
<b>Chapitre. III. Choix de la section des poteaux selon différents règlement.....</b>	<b>29</b>
1. Introduction.....	29
2. Définition.....	29
3. Calcul des sollicitations.....	29-31
4. Combinaisons d'actions à considérer.....	31-32
5. Longueur de flambement selon le règlement BAEL91.....	33
6. Justification des poteaux.....	34
7. Utilisation de poteaux préfabriqués.....	35
Conclusion.....	38

**Chapitre .IV. Etude d'un Bâtiment de santé à DAR EL BAIDA Wilaya de BOUMERDES.....39**

1. Introduction.....	39
2. PRESENTATION DES OUVRAGES.....	39
3. Caractéristiques géométriques.....	40
4. Eléments de l'ouvrage.....	41
5. Les états limites (BAEL91).....	42
6. Hypothèses de calcul aux états limites.....	43
7. Caractéristique mécanique des matériaux.....	44
8. Dimensionnement des éléments.....	45
9. Application de la méthode de Muto.....	47-57
Conclusion .....	58

**Chapitre .V. Modélisation avec logiciel ETABS.....59**

1. Modélisation de la structure.....	59
2. Présentation du logiciel ETABS.....	59
3. Concept de base de la M.E.F.....	59
4. Manuel d'utilisation de L'ETABS.....	60
5. Etapes de modélisation.....	60-69
A. Influence des sections rectangulaire sur la rigidité des portiques Auto stable.....	70-80
B. Etude du comportement de la structure sans voiles (Remplacement des poteaux rectangulaires par les voiles).....	81-84
.C. Influence de la hauteur du bâtiment sur les résultats de l'état (le déplacement et la période).....	85-91
.6.Interprétation des résultants.....	92-100
7. Vérification des résultats.....	101-103
Conclusion générale.....	104

## LISTE DES FIGURES

Figure. I.1. Vue en plan étage « j ».....	6
Figure. I.2. Portique longitudinal.....	7
Figure. I.3. Portique transversal.....	7
Figure. II.4. Les efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment.....	8
Figure. I.5. Centre de torsion.....	9
Figure. II.1. Systèmes de contreventement.....	11
Figure. II.2. Ossature en portiques (à des travées).....	12
Figure. II.3. Contreventement par remplissage en maçonnerie.....	12
Figure. II.4. Pans de contreventements triangulés.....	13
Figure. II.5. Contreventée par voile en béton armé.....	14
Figure. II.6. structure à noyau central (Vue en plan).....	15
Figure. II.7. Solution mixte (murs porteurs associe à des portiques).....	15
Figure. II.8. Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de contreventement.....	18
Figure. II.9 Influence de la géométrie en plan – cas sans joint de dilatation.....	20
Figure. II.10. Impact du positionnement des éléments rigides sur la torsion dans le Bâtiment.....	20
Figure. II.11 Les différents types de contreventement.....	22
Figure. II.12 Relation liant l'effort applique, la raideur et le déplacement.....	23
Figure. II.13. Contreventement par deux voiles parallèles et modèle correspondant.....	24
Figure. II.14 Contreventement par deux voiles parallèles dont un est un U symétrique.....	24

Figure. II.15 Contreventement par n voiles parallèles.....	25
Figure. II.16 Contreventement isostatique et efforts dans les voiles.....	26
Figure. II. 17. Vue en plan et en coupe du voile.....	26
Figure. III.1. Joint d'épaisseur réduite (< 2 cm) exécuté avant ou après la pose du poteau supérieur. Dimension de calcul de la section : $(a - 2 \text{ cm})$ .....	35
Figure. III. 2. Cuvette remplie de béton fin pour le logement des goujons. Dimension de calcul de la section : a.....	35
Figure. III.1.Coffrage des poteaux.....	37
Figure. IV.1. La rigidité r des deux portiques dans le sens transversaux.....	57
Figure. IV.2. La rigidité des deux portiques dans le sens transversal.....	57
Figure V.1. Variation de la période en fonction de la section des poteaux.....	88
Figure V.2.Variation de l'effort tranchant sens (x-x) en fonction de la section des poteaux...89	89
Figure V.3. Variation de l'effort tranchant sens (y-y) en fonction de la section des poteaux..89	89
Figure V.4.Variation de déplacement en fonction de la section des poteaux.....	90
Figure V.5.Variation de la période.....	90
Figure V.6. Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens (x-x).....	91
Figure V.7. Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens (y-y).....	92
Figure V.8. Variation de déplacement.....	92
Figure V.9. Variation de la période.....	92
Figure V.10. Effort tranchant dans le sens (x-x).....	93
Figure V.11. Variation de l'effort tranchant dans le sens (y-y).....	93
Figure V.12. Variation de déplacement.....	94

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau. IV.1 Inertie des poteaux.....	47
Tableau. IV.2. Raideur des poteaux dans le sens longitudinal.....	47
Tableau. IV.3. Raideur des poutres dans le sens longitudinal.....	47
Tableau. IV.4. Les Coefficients $\bar{K}$ dans le sens longitudinal.....	48
Tableau. IV.5. Le Coeffission de correction a dans le sens longitudinal.....	48
Tableau. IV.6. Inertie des poteaux.....	49
Tableau. IV.7. Raideur des poteaux dans le sens transversaux.....	50
Tableau. IV.8. Les Coefficients $\bar{K}$ dans le sens transversaux.....	50
Tableau. IV.9. Le Coeffission de correction a dans le sens transversaux.....	51
Tableau. IV.10. La rigidité r des poteaux dans le sens longitudinal.....	52
Tableau. IV.11. La rigidité r des poteaux dans le sens transversaux.....	52
Tableau. IV.12. Rigidité des voiles étage courant sens longitudinal.....	55
Tableau. IV.13. rigidité des voiles étage courant sens transversal.....	55
Tableau. IV.14. Rigidité des voiles rez de chaussé sens longitudinal.....	55
Tableau. IV.15. rigidité des voiles rez de chaussé sens transversal.....	55
Tableau. IV.16. La rigidité r de portique dans le sens longitudinal.....	55
Tableau. IV.17. La rigidité r de poteau dans le sens transversaux.....	56
Tableau .V.1 : les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen.....	101
Tableau. V.2 : Poids totale de la structure.....	101
Tableau V.3 : les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen.....	101
Tableau. 4 : Poids totale de la structure.....	101

Tableau V.5: Les valeurs des résultantes sismique à la base.....	101
Tableau V.6: Les valeurs des résultantes sismique à la base.....	101
Tableau V.7 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, PT (30x30).....	102
Tableau V.8: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, PT (30x45).....	102
Tableau V. 9: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, PT (30x60).....	103
Tableau V. 10: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, structure mixte.....	103
Tableau V.11 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, portique Auto stable.....	104
Tableau V.12 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, Structure mixte.....	104

## **Résumé**

*Dans cette mémoire, nous avons étudié et comparé le comportement de deux types de bâtiments d'habitation structure portique auto-stable en béton armée et structures mixte (portique + voile), et nous avons pris en compte l'importance et de l'effet des poteaux rectangulaires sur le comportement des structures auto stable et de la possibilité de les substitués par des voiles ou l'inversement, Et a été utilisé logicielle ETABS /V9.6. Dans la modélisation et calcule des résultants.*

*Les mots clé: La rigidité, les poteaux, portique auto stable.*

## ***Abstract***

*In this memory, web have studied and compared the behavior of two types of buildings with armed concret to house self-stable portal structure (frames) and mixed structures (frames + shear wall), and we took into account importance and of effect the poste rectangular on the behavior of the house self-stable portal structure in the possibility to succeed by shear wall or collapse, And was used software ETABS /V9.6 in Modling and calculates results.*

***Key Word:*** *Stiffness, post,self-stable portal structure.*

## Introduction générale

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

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Dans le présent travail nous étudierons et comparons la performance sismique, des constructions en portique auto-stable (poteau-poutre) avec des structures mixtes (portiques + voiles).

L'influence de l'augmentation de la rigidité des voiles doit être étudiée, pour cela on a choisi un type de voile dans la structure ; des voiles de 0.8 m qui occupent une partie de la travée (dans le sens longitudinal et transversal).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

Le premier chapitre, est consacré à l'étude des Portiques Auto-stable avec la Méthode de Muto).

Le deuxième chapitre, nous renseigne sur la nécessité et rôle des contreventements.

Le troisième chapitre, sur le Choix de la section des poteaux selon différents règlement.

Le quatrième chapitre, il s'agit de l'étude d'un Bâtiment de santé en utilisant le logiciel ETBS.

Le dernier chapitre, est consacré à la Modélisation avec logiciel ETABS.

En terminant par une conclusion générale.

## 1. Introduction

Le développement de la construction des bâtiments, et la tendance vers des formes de plus en plus variées, l'évolution qui se manifeste, autant dans le domaine des matériaux de construction que dans celui des procédés de mise en œuvre et enfin les exigences toujours croissantes d'une construction économique et rationnelle ont eu pour conséquence un remarquable effort de recherche et de développement des systèmes de contreventement et cela dans le but :

- De mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages et mieux définir leur comportement ;
- De développer des formes, des méthodes de calcul et des techniques de réalisations susceptibles d'améliorer les qualités fonctionnelles de construction.

De même que les charges verticales, les charges horizontales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction, dans certains types de structures, la transmission des deux catégories de charges est assurée par les mêmes éléments, il s'agit de **structures auto stables (Auto contreventée)**, pour les autres structures, un système complémentaire doit être prévu afin d'assurer la stabilité des éléments porteurs face aux charges latérales.

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui participent à sa résistance aux actions horizontales telles que le vent, le séisme.

## .2. Classification des structures

Suivant le type du système structurel utilisé, une classification des structures peut être effectuée comme suit :

### .2.1. Structures en portique

Ce sont des structures à ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Ils existent des structures auto - stables en béton armé et d'autres en charpente métalliques.

### .2.2. Structures à murs porteurs

Pour ce type de structures, la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

### .2.3. Structures (en portiques et à murs porteurs)

Pour ce type de structures plusieurs cas peuvent être envisagés :

- Les sollicitations horizontales sont reprises par les voiles, les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles,

- Les sollicitations horizontales sont reprises par les portiques et les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises dans une direction par des portiques et dans la direction orthogonale par des voiles.

### .3. Mode de fonctionnement des structures en portiques

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

Le dimensionnement doit conférer aux poutres une déformabilité suffisante pour que leur rupture potentielle soit due à la flexion et non pas au cisaillement.

Les poteaux doivent pouvoir fléchir sous les charges latérales sur toute la hauteur d'étage et les poutres doivent respecter le principe « poteaux forts, poutres faibles ». Pour ces structures la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones d'extrémités dans lesquelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques.

Aussi la conception des structures en portiques ne peut pas être dissociée de celle des éléments de remplissage, la présence de remplissage latéralement plus rigide que les portiques modifie considérablement le comportement de l'ossature, parfois très défavorablement. [1]

### .4. Méthode de MUTO (Procédure de calcul)

Contreventement par portiques : La méthode la mieux indiquée pour ce type de contreventement est celle de « MUTO » proposée dans la réglementation Japonaise. Elle est basée sur la notion de « rigidité relative de niveau » d'un portique dont « MUTO » suggère comme valeur la rigidité avec poteaux supposés parfaitement encastres multipliée par un coefficient « a » correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

On définit :

$R^\infty$ : la rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres (ou bien poutres infiniment rigides). [2]

R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de « MUTO »

On a

$$R = a R^\infty$$

#### .4.1 Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I}{h_e}$$

I : inertie de l'élément considéré (poteau ou poutre).

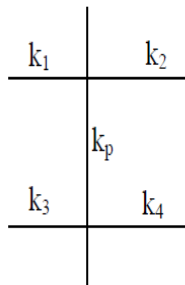
$$K_{\text{poutres}} = \frac{I}{L}$$

he : hauteur du poteau considéré.

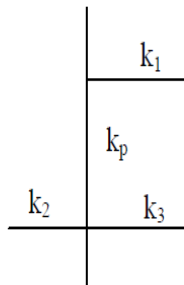
L : portée de la poutre considérée.

4.2. Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux

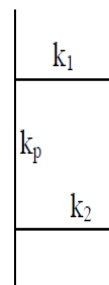
a / Etage courant ou niveau courant



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

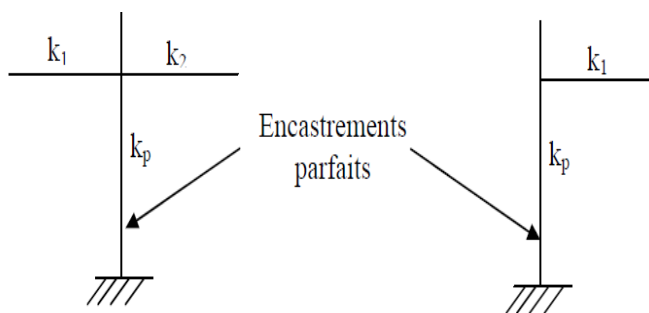


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Formule générale :

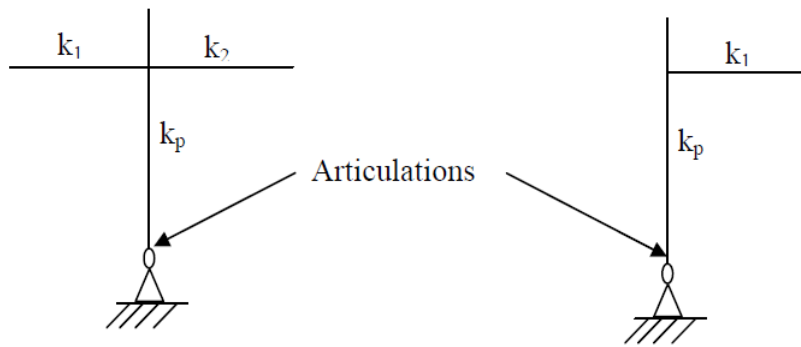
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p} \text{ poutres supérieures et inférieures}$$

b/ premier niveau



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$



Formule générale :

$$\bar{K} = \frac{\sum_{\text{poutres supérieures}} K_i}{K_p}$$

**.4.3 Calcul des coefficients correcteurs « a »**

**a/ étage courant**

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

**b/ premier niveau (R.D.C) :**

.1. Poteau encasté :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

.2. Poteau articulé :

$$a = \frac{0.5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

**4-4- Calcul des rigidités des poteaux suivant des deux directions**

a/ étage courant

$$r = a \frac{12EI}{h_e^3}$$

b/ premier niveau

.1.poteau encastré à la base :

$$r = a \frac{12EI}{h_e^3}$$

.2.poteau articulé à la base :

$$r = a \frac{3EI}{h_e^3}$$

Avec :

- E : module d'élasticité (de Young longitudinal) du béton armé.
- I : inertie de la section du poteau suivant la direction considérée
- he : hauteur du poteau.

**4.5 Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et Longitudinaux**

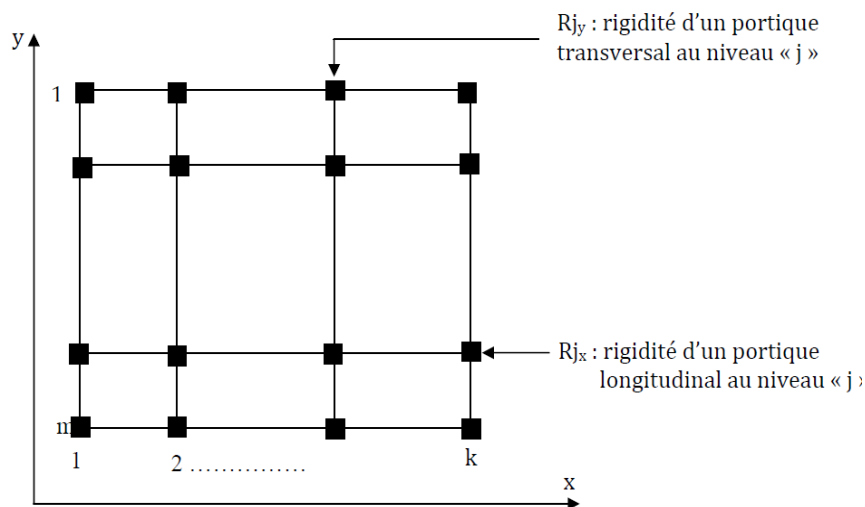


Figure. I.1.Vue en plan étage « j ».

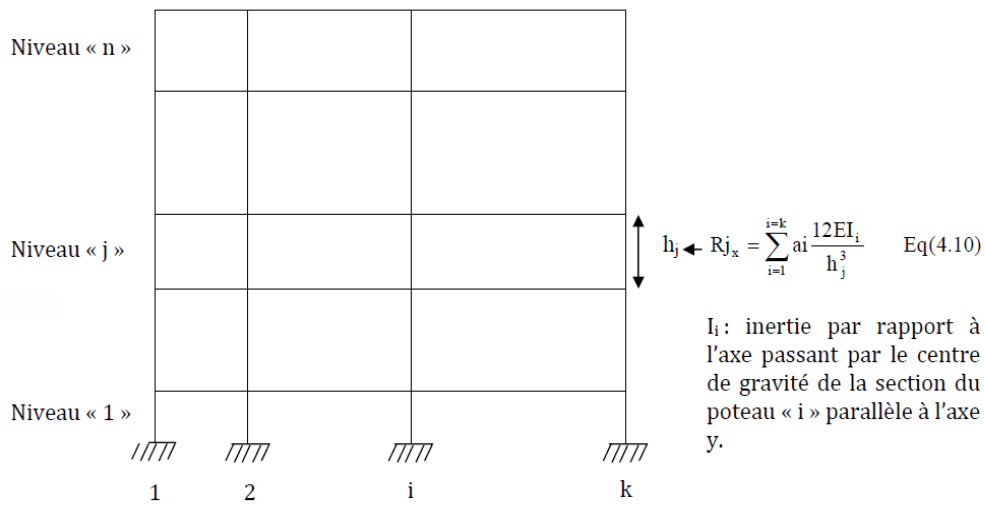


Figure. I.2. Portique longitudinal

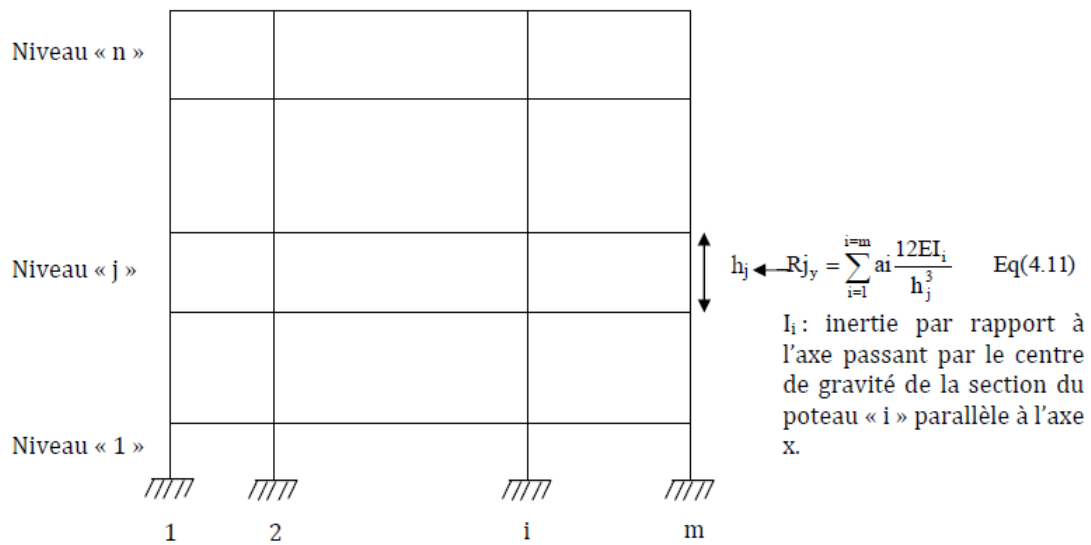


Figure. I.3. Portique transversal.

4.6. Détermination des efforts tranchants de niveau par étage

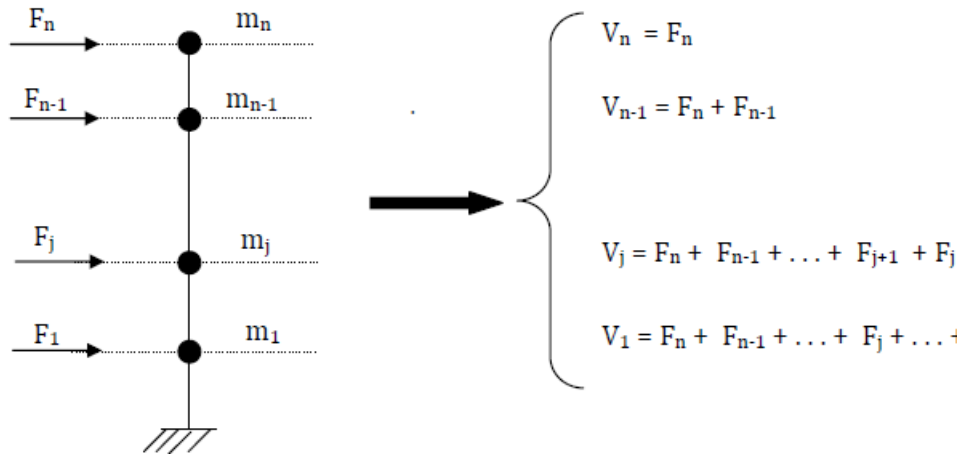


Figure. II.4. Les efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment.

4.7 Détermination du centre de torsion ( $C_j$ ) à l'étage ( $j$ )

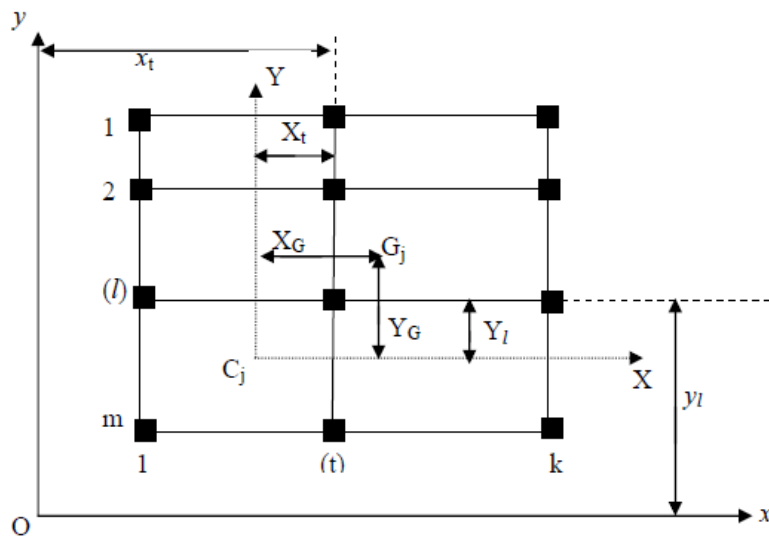


Figure. I.5. Centre de torsion.

On définit :

$C_j$  : centre de torsion à l'étage «  $j$  ».

Cj  $\begin{cases} x \\ y \end{cases}$  coordonnées de Cj par rapport à (o x y).

Gj : centre du gravité du plancher « j ».

Gj  $\begin{cases} x \\ y \end{cases}$  coordonnées de Gj par rapport au nouveau repère (Cj, X, Y).

O : point quelconque.

O<sub>x</sub>; O<sub>y</sub> : les axes parallèles aux directions principales du bâtiment.

X<sub>t</sub> : distance d'un portique transversal à l'axe oy.

Y<sub>l</sub> : distance d'un portique longitudinal à l'axe ox.

On détermine les coordonnées de Cj par les formules :

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{j_t} \cdot x_t}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{j_t}} \quad , \quad y_c = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{j_l} \cdot y_l}{\sum_{l=1}^{l=m} R_{j_l}}$$

#### **.4.8 Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage (j)**

La rigidité à la torsion de l'étage « j » notée R<sub>j θ</sub> est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{j_t} (X_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{j_l} (Y_l)^2$$

Où :

X<sub>t</sub> est la distance d'un portique transversal à l'axe CY.

Y<sub>l</sub> est la distance d'un portique longitudinal à l'axe CX.

#### **.5.Conclusion**

Dans ce première chapitre on a pu définir les différents types de structure, particulièrement les portiques auto stables. L'ont en portaient sur le choix de la méthode de Muto pour le calcul de ce type de structure.



**.1. Introduction**

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage.

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

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

On peut donc résumer le rôle des contreventements comme suit :

1) Assurer la stabilité des constructions non auto stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.

2) De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

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

a. Diaphragmes (contreventement horizontal).

b. Eléments verticaux de contreventement.

## .2. Systèmes de contreventement

### .2.1. Ossature contreventée par portique

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre.

Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.[3]

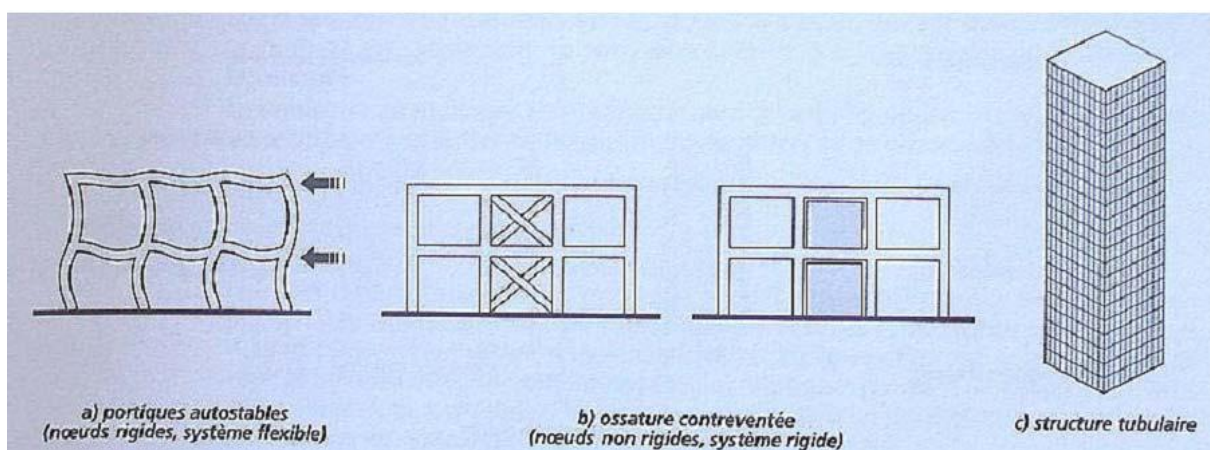


Figure. II.1. Systèmes de contreventement [3]

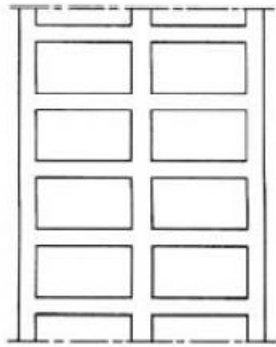


Figure. II.2. Ossature en portiques (à des travées). [3]

### .2.2. Contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- Soit par des triangulations en béton armé.
- Soit par des voiles en béton armé.
- Soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

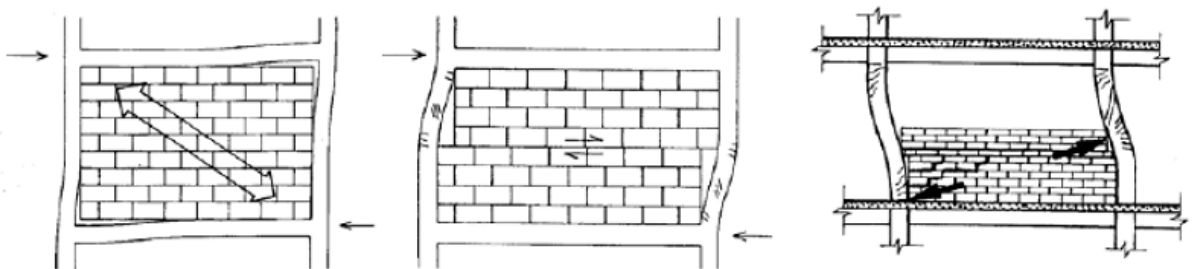


Figure. II.3. Contreventement par remplissage en maçonnerie. [3]

a/ Système vulnérable

Plutôt favorable, si les parois de remplissage et le cadre sont liés en compression uniquement;  
 Particulièrement défavorable si les parois ne sont que partiellement remplies.

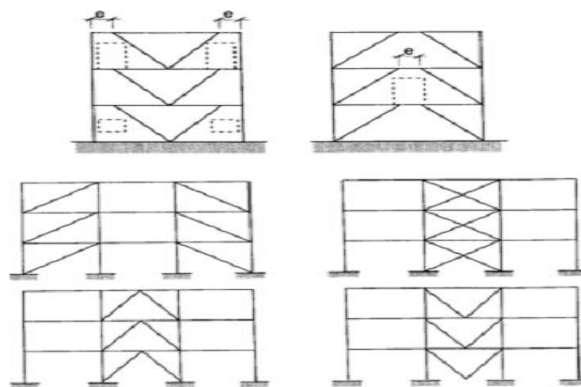
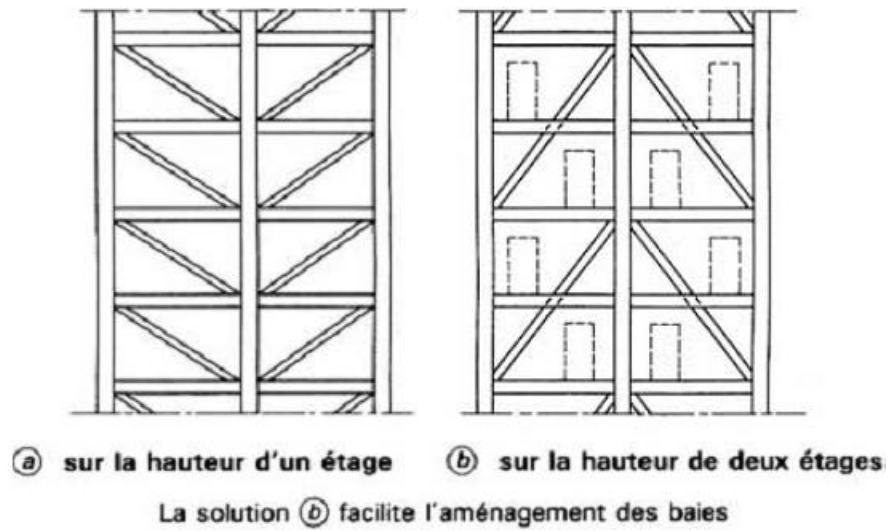


Figure. II.4. Pans de contreventement triangulés. [3]

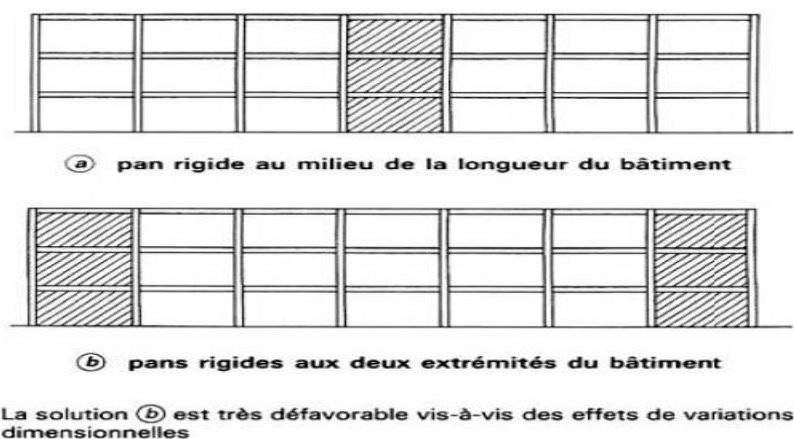
**b/ Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide**

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

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

**c/ Ossature contreventée par voile en béton armé**

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.



**Figure. II.5. Contreventée par voile en béton armé. [3]**

Par contre dans la direction perpendiculaire à leur plan ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale.

A cet égard trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- 1- structure uniquement à murs porteurs.
- 2- structure à noyau central.
- 3- structure « mixte » avec des murs porteurs associe à des portiques.

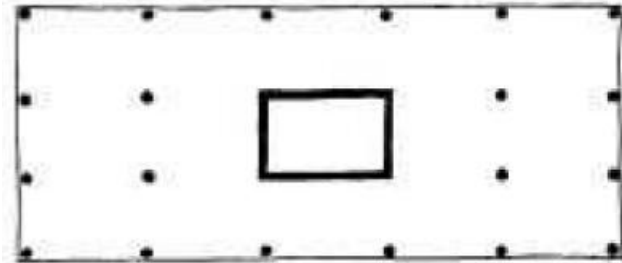


Figure. II.6. structure à noyau central (Vue en plan). [3]

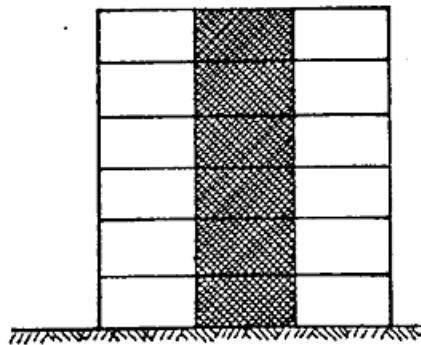


Figure. II.7. Solution mixte (murs porteurs associe à des portiques). [3]

### .2.3. Structures en acier

#### a. Ossature contreventée par portiques auto stables ductiles

L'ossature complète (cadres inclus) reprend la totalité des charges verticales. Les portiques auto stables ductiles reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

#### b. Ossature contreventée par portiques auto stables ordinaires

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales.

**c. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques**

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales. Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en X et en V (les palées en K n'étant pas autorisées).

**d. ossature avec contreventements mixtes**

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres

Auto stables ductiles couples avec, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V (système en double béquille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales. Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leur raideurs et en tenant compte de leur interaction mutuelle à tous les niveaux.

Les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

**Autres structures**

- Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme.
- Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau en béton armé.
- Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé.
- Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées et/ou portiques métalliques en périphérie.
- Système comportant des transparences (étages souples).

**.3. Distribution des efforts**

L'étude de la répartition des efforts horizontaux trouve son origine dans l'étude du contreventement des bâtiments. L'élaboration d'une méthode de calcul nécessite de connaître au préalable d'une part les principes fondamentaux du contreventement et le rôle de chaque élément, et d'autre part la composition et le fonctionnement mécanique de chacun de ces

éléments. La suite s'attache donc, après avoir rappelé les principes généraux du contreventement, à présenter les principales variantes de réalisation des éléments de contreventement.

### **.3.1. Origine des efforts**

Les **sollicitations horizontales** auxquelles sont soumises les structures proviennent pour l'essentiel soit des efforts de **vent**, soit de sollicitations **sismiques**. Les efforts de vent sont fonctions en plus de la situation géographique et de l'exposition de l'ouvrage, principalement de la volumétrie du bâtiment. Les sollicitations sismiques quant à elles sont en plus de la zone sismique dans laquelle il se trouve, fonction de la géométrie du bâtiment, de sa régularité en plan et en élévation, mais également de sa masse.

Les deux calculs des efforts de vent et de séisme sont donc assez différents. Les efforts sismiques faisant intervenir notamment des notions de période et de dissipation d'énergie, un ouvrage bien conçu pour résister aux efforts de vent ne le sera donc pas nécessairement pour la résistance au séisme. Un point commun existe cependant dans la manière de considérer les efforts. Dans des approches simplifiées (modèle brochette en sismique), les deux calculs de sollicitations se font en appliquant la résultante des efforts au niveau des planchers. La charge de vent est appliquée au milieu de la façade alors que la charge sismique est appliquée au centre de gravité de l'étage.

Fort de ce constat, les efforts extérieurs pris en compte dans la méthode sont définis comme des charges ponctuelles appliquées en un point du plancher éventuellement inclinées dans le plan. Le principe de résolution étant alors le même pour le vent et pour le sismique.

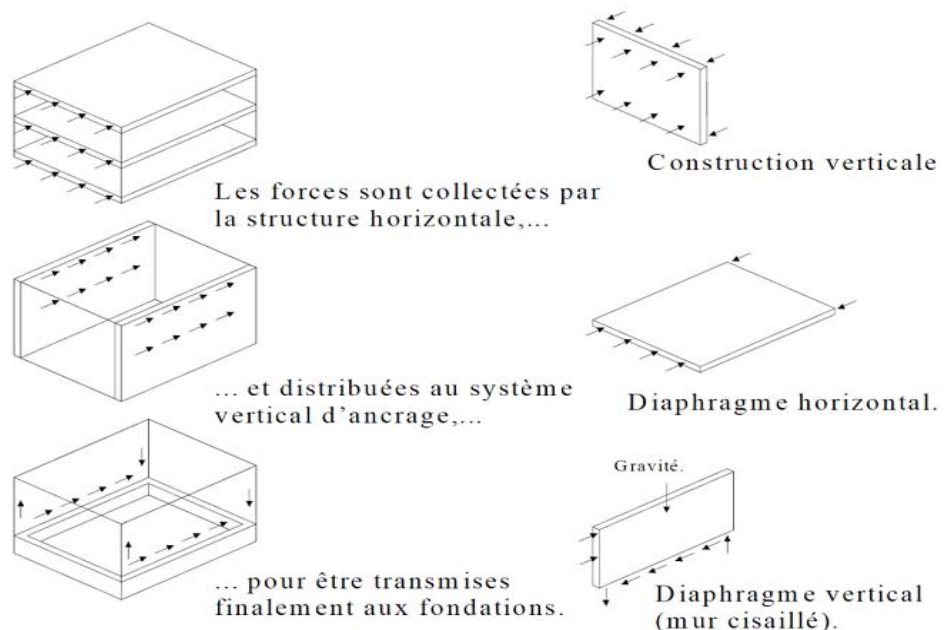
### **.3.2. Mode de propagation des efforts dans la structure**

Dans une structure de bâtiment, les efforts horizontaux appliqués au plancher sont transmis aux fondations par l'intermédiaire des éléments de contreventement. Ces éléments de contreventement peuvent être décomposés en deux familles, les éléments **horizontaux** comprenant les planchers et la toiture, et les éléments **verticaux** réalisés par des murs de refend, des portiques rigides ou encore des structures triangulées.

La transmission des efforts jusqu'au sol est assurée par cisaillement entre les voiles et les planchers puis par cisaillement et traction/compression entre les éléments verticaux et les

fondations (voir la figure .II.8). Ce cheminement des efforts dans la structure est rendu possible par une rigidité suffisante dans leur plan de chacun des éléments.

Le comportement de la structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément de contreventement pris individuellement qu'ils soient verticaux ou horizontaux. Le **comportement** de ces différents éléments est complexe, car il dépend à la fois de leur **géométrie** (élancement, section), de leur **composition** (matériau homogène, section composite,...etc.), de leur **positionnement** et de leur **rigidité** relatifs dans le plan, de **l'importance des charges verticales** appliquées sur ces éléments,... etc.



**Figure. II.8. Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de contreventement. [3]**

### .3.3. Le contreventement vertical

Il existe deux grands principes pour réaliser le contreventement vertical : par **noyau** ou par **refend**. Le contreventement par noyau est réalisé en positionnant au centre de la structure un élément rigide destiné à reprendre l'intégralité des charges horizontales. Ce sont généralement les circulations verticales telles que les cages d'ascenseur ou d'escalier qui remplissent cette fonction.

Dans un contreventement par refends, **la rigidité** est assurée soit par **des panneaux rigides** (murs en ossature bois rigidifiés par panneaux, murs en bois massif contrecollé, voile en béton

armé, maçonnerie chaînée et armée, etc.) soit par la création de palées de stabilité triangulées ou encore par des portiques rigides.

Le contreventement vertical doit être conçu de manière à stabiliser la structure sur toute la hauteur de l'ouvrage tout en apportant un minimum d'efforts aux fondations. Dans le cas d'un contreventement par refend on privilégiera des éléments aussi larges que possible et bien répartis dans les différentes directions afin de minimiser la réaction au niveau des fondations par augmentation du bras de levier.

### **.3.4. Le contreventement horizontal**

Le contreventement horizontal est réalisé généralement par des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture. Il est assuré soit par la création d'un **diaphragme**, soit par la réalisation de **poutres au vent** généralement obtenues par triangulation.

Les diaphragmes ont pour fonctions de :

- 1) - Transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement verticaux par cisaillement ;
- 2) - Raidir le bâtiment dans son ensemble et ainsi prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.

La répartition des efforts entre les éléments verticaux dépend directement de la nature du plancher. On peut définir deux types de planchers correspondant à deux comportements vis à vis des efforts horizontaux : **les planchers souples** et **les planchers rigides**.

### **.3.5. Principes de bases de contreventement de structure**

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier.

À l'opposé les formes en U ou en L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble comme l'illustre la Figure 5.9.

La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante.

Comme on peut le voir sur la Figure 5.10, un mauvais positionnement et/ou une mauvaise répartition des éléments rigides entraîne nécessairement une torsion du plancher qui, on le

verra à travers l'étude des méthodes de répartition, génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

La **notion de torsion** est donc très importante pour l'étude des structures vis-à-vis des efforts horizontaux et celle-ci peut être évitée en faisant coïncider le centre de torsion avec le point d'application de la charge. Par **exemple** dans le cas d'une structure soumise aux efforts de vent, l'adoption d'un système de **contreventement symétrique** est une bonne réponse à ce problème de torsion.

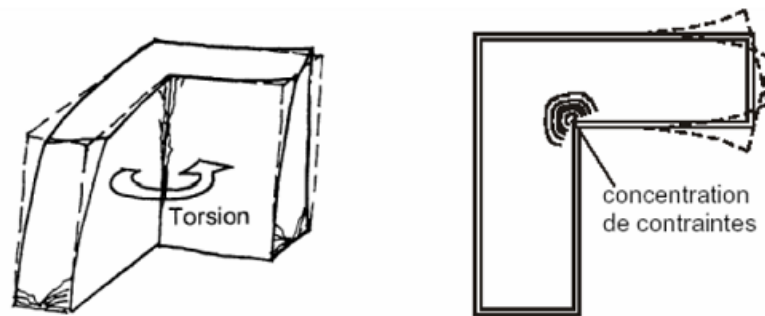


Figure. II.9 Influence de la géométrie en plan – cas sans joint de dilatation. [3]

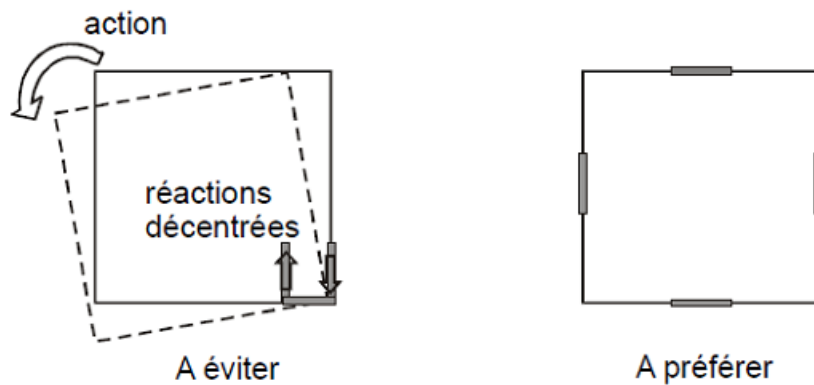


Figure. II.10. Impact du positionnement des éléments rigides sur la torsion dans le Bâtiment [3]

## .4. État de l'art des méthodes de répartition pour les structures en béton armé

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.

### .4.1. Les hypothèses de calcul

Ces hypothèses sont applicables à l'ensemble des méthodes à l'exception de la méthode de la raideur qui modifie l'hypothèse liée à la dimension des voiles :

1. Les voiles sont de sections constantes sur toute la hauteur du bâtiment, ou leurs inerties varient toutes dans les mêmes proportions et aux mêmes niveaux ;
2. Les planchers sont infiniment rigides dans leur plan ;
3. Les voiles ont mêmes conditions d'encastrement en pied et même module d'élasticité ;
4. Les éléments présentent un comportement homogène, élastique et linéaire ;
5. La rigidité des cloisons et autres éléments non porteurs est négligée ;
6. La rigidité des planchers et des murs hors de leur plan est négligée ;
7. Les déformations axiales (dues à N) des éléments verticaux sont négligées ;
8. Les effets du second ordre sont négligeables ;
9. Les murs sont suffisamment élancés ( $h/L > 3$ ); de sorte que les déformations d'effort tranchant sont négligées ;
10. La rigidité de torsion uniforme des murs et noyaux est négligeable.

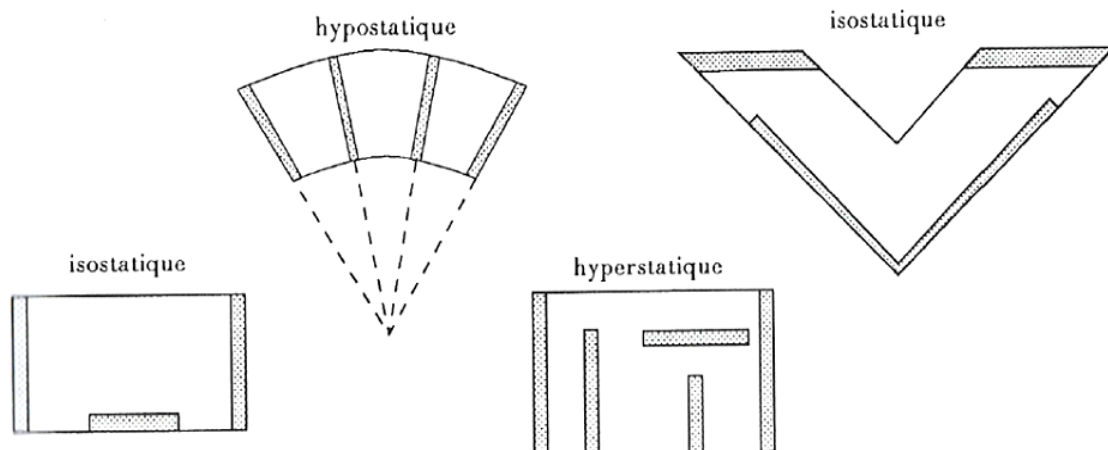
### .4.2. Approche générale

On distingue deux types de contreventement, le contreventement dit **isostatique** et celui dit **hyperstatique** (voir la figure .II.11).

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. II.11 Les différents types de contreventement. [3]**

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.

Dans la suite les termes suivants sont utilisés pour décrire la structure :

- Ensemble de voiles : c'est l'ensemble des voiles d'un étage liés physiquement entre eux par un plancher rigide.
- Voile composé : voile composé de plusieurs éléments rectangulaires physiquement liés entre eux par des armatures (exemple : cage d'ascenseur en U créant un bloc monolithique).

Cette notion est importante, car le comportement des voiles indépendants est très différent de celui des voiles liés.

- Centre de torsion (définition d'Henry Thonier (Référence n0 :5)): « Le centre de torsion d'un ensemble de voiles est un point du plancher tel que (Toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation ; Tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation»).

#### **.4.2.1. Notion de rigidité**

La notion de rigidité d'un élément de structure est directement liée au déplacement par la relation  $F=k\delta$  où est  $F$  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 II.12 pour l'exemple d'une poutre console. L'étude de la répartition des efforts étant de manière quasi systématique liée à la notion de raideur, elle est également liée à la notion de déplacement.

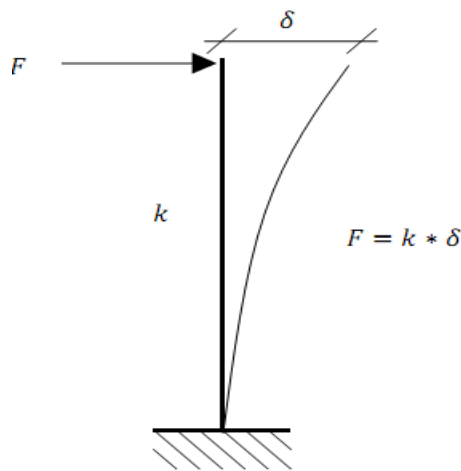


Figure. II.12 Relation liant l'effort appliqué, la raideur et le déplacement. [3]

#### .4.2.2. 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 la rotation*

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.

4.3. 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 .13.

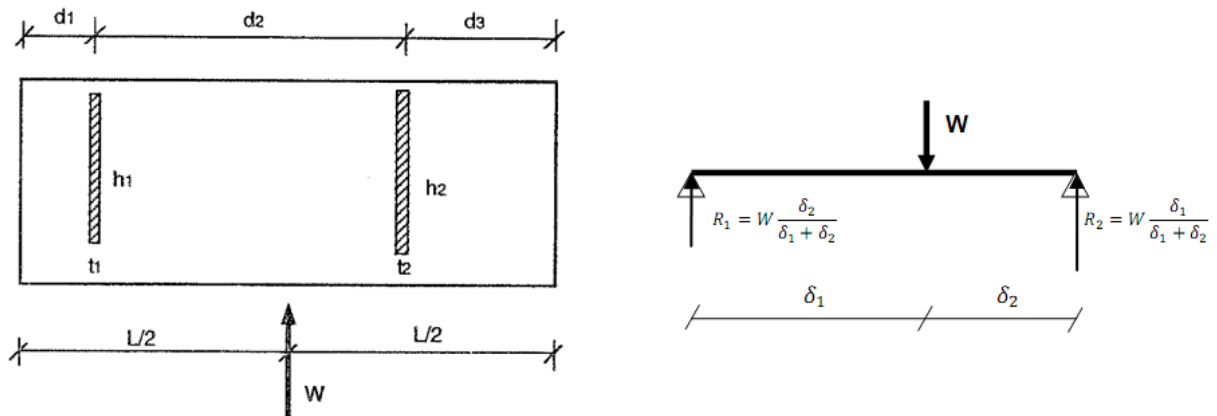


Figure. II.13. Contreventement par deux voiles parallèles et modèle correspondant. [3]

Dans le cas de la figure.III.14, le calcul est identique en positionnant le centre du voile 1 au niveau du centre de torsion du voile en U (point C).

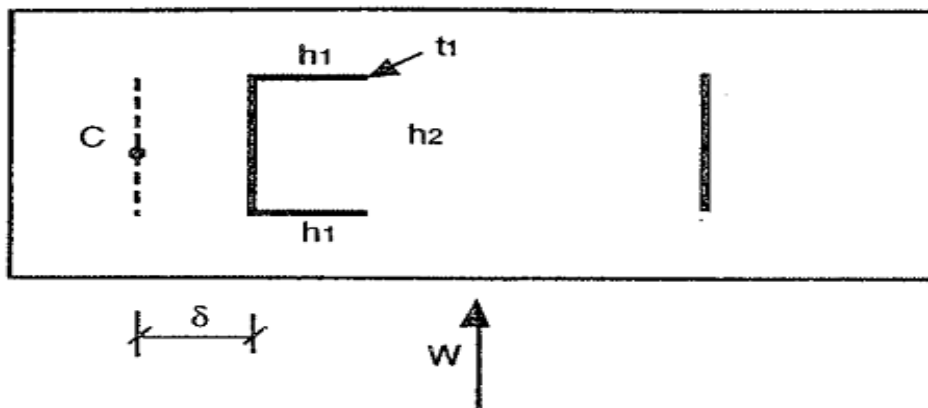


Figure. II.14 Contreventement par deux voiles parallèles dont un est un U symétrique [3]

**Remarque :**

Cette méthode très simple permet de réaliser une première approximation des efforts. Elle est cependant très restrictive en ne considérant que les voiles dans une direction.

**.4.4. 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.

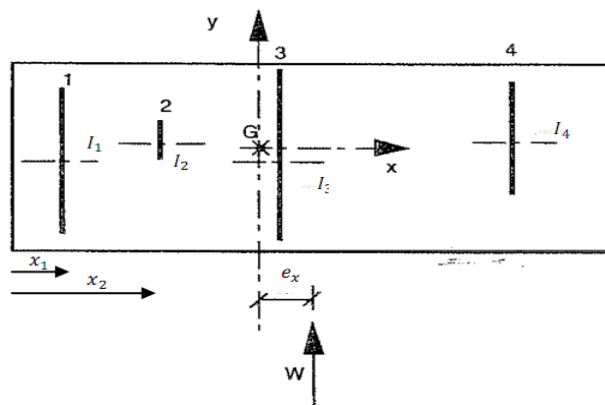
On retrouve alors la composition de l'effort dans les voiles comme définit en (II.4.2.2) à savoir la somme d'un effort dû à la translation du plancher et un dû à la rotation. La composante due à la rotation se détermine en fonction de la position du voile au centre de torsion.

Dans le cas de n voiles parallèles (Figure II.15), 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 II.15 :

Composante due à la translation : 
$$F_i = W \frac{I_i}{\sum I_i}$$

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

Composante due à la rotation : 
$$R_i = W \frac{e_x x_i}{\sum I_i x_i^2}$$



Effort total dans le voile :

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

Figure. II.15 Contreventement par n voiles parallèles.[3]

3.4.5. 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 II.16, la répartition des efforts est la suivante :

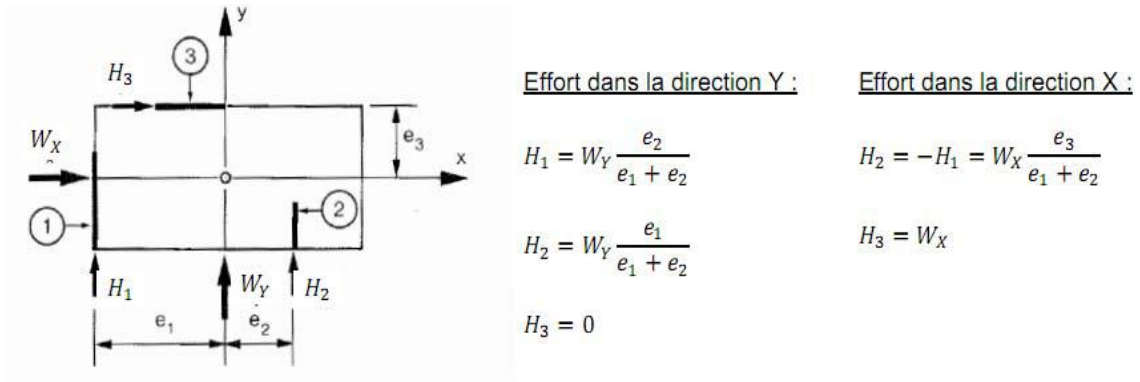


Figure. II.16 Contreventement isostatique et efforts dans les voiles.[3]

.5. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de la structure choisies dans l'étude ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

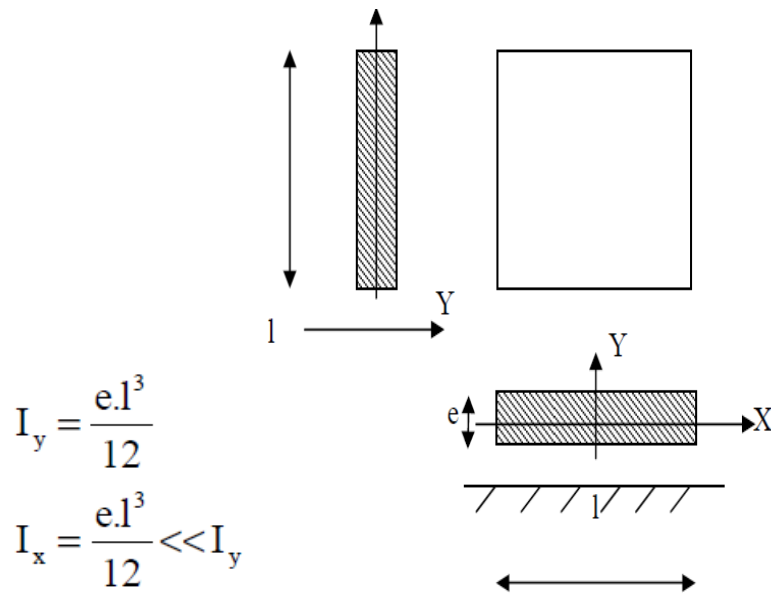


Figure. II. 17. Vue en plan et en coupe du voile

**Conclusion**

Dans ce deuxième chapitre notre attention s'est portier sur les différents types de contreventement ainsi que sur les hypothèses d'étude toute en se fixant sur remplace des voiles vis-à-vis du phénomène de torsion en terminant par la procédure de calcul des refends en Béton armé.

# **Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.**

---

## **.1. Introduction**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## **.2.Définition**

Un poteau est un élément généralement vertical, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Il peut être incorporé dans les ensembles constitués d'éléments horizontaux (planchers) et de poteau qui travaillent en portiques, il soumit a aucun moment en tête et en pied qui le font travailler en flexion composée et non en compression simple.

## **.3. Calcul des sollicitations [4]**

Les poteaux des **constructions courantes** sont souvent calculés en négligeant les effets de solidarité avec les poutres qu'ils supportent.

### **.3.1. Évaluation des charges verticales**

Les charges verticales (actions dues à la pesanteur) agissant sur les poteaux peuvent être évaluées :

— En faisant application, s'il y a lieu, de la loi de dégression des charges d'exploitation dans les bâtiments à étages ;

## Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.

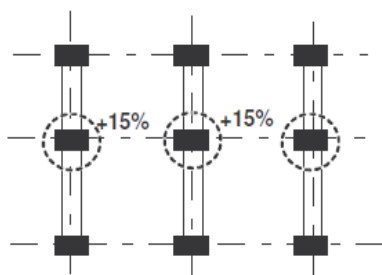
— En admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, à défaut de calculs plus précis, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux intermédiaires, les charges évaluées dans l'hypothèse de la discontinuité doivent être majorées forfaitairement de :[4]

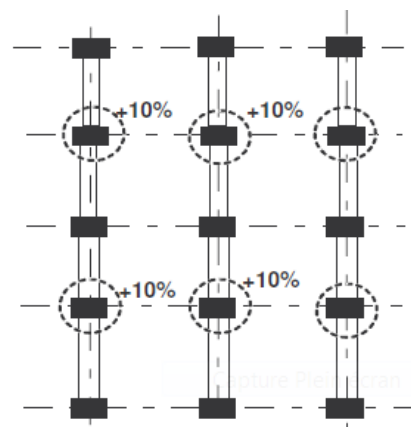
- 15 % pour des poteaux centraux dans les bâtiments à deux travées.
- 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Les charges évaluées dans la même hypothèse sur les poteaux de rive ne sont pas réduites ; la surestimation des charges qui en résulte compense, dans une certaine mesure, la non-prise en compte des efforts de flexion qui sollicitent ces poteaux de rive. Il convient toutefois de remarquer que cette simplification n'est légitime que si le rapport de la raideur des poutres de plancher à la raideur des poteaux est soit suffisamment grand (cas le plus fréquent), soit suffisamment petit (cas exceptionnel).

Lorsque les éléments de rive sont prolongés par des parties en porte-à-faux, il y a lieu de tenir compte dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux de l'effet de console calculé en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive. [4]



Bâtiment à 2 travées



Bâtiment à 3 travées au plus

## **Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.**

### **.3.2. Évaluation des sollicitations dues aux forces horizontales**

À défaut de calculs plus précis, les sollicitations qui s'exercent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages peuvent être évaluées à partir d'hypothèses logiques simples et notamment des trois qui suivent, dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide :

— les forces horizontales agissant sur une file de poteaux sont réparties entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie desdits poteaux, ceux des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8 ;

— les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés à mi-hauteur d'étage ; dans la hauteur de l'étage inférieur, les points de moment nul sont fixés en considération des liaisons avec les poutres du premier plancher et les organes de fondation, ainsi que des conditions de déformation des fondations ; il convient de noter à ce sujet que, dans les circonstances les plus courantes, la liaison des poteaux à leur fondation est plus proche d'une articulation que d'un encastrement ;

— les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des deux poteaux de rive.

### **.4. Combinaisons d'actions à considérer**

#### **.4.1 Poteaux soumis à une compression réputée centrée**

La définition, de caractère conventionnel, des poteaux soumis à une compression réputée centrée.

Dans les combinaisons d'actions définies ci-après,  $QB$  représente l'action des charges d'exploitation évaluée au niveau considéré, en faisant application, s'il y a lieu, de la loi de dégression dans les bâtiments à étages ; sur la terrasse d'un immeuble,  $QB$  peut représenter soit la charge d'exploitation, soit la charge de neige.

## **Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.**

### **.4.1.1 Poteaux soumis uniquement aux actions résultant des charges permanentes et des charges d'exploitation**

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35 G + 1,5 QB \quad (\text{article B.8.2, 11 (BAEL91)}).$$

Mais d'autres combinaisons doivent être envisagées, notamment lorsque des porte-à-faux importants sont susceptibles de provoquer des efforts de soulèvement dans certains poteaux.

### **.4.1.2 Poteaux soumis aux actions résultant des charges permanentes, des charges d'exploitation et du vent**

De tels poteaux ne sont soumis à une compression réputée centrée que s'ils constituent la membrure comprimée d'un dispositif de contreventement.

Dans les cas les plus courants, les quatre combinaisons d'actions à prendre en considération sont :

$$1,35 G + 1,5 QB$$

$$1,35 G + 1,5 QB + W$$

(article B.6.1, 22. (BAEL 91))

$$1,35 G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 QB$$

$$G + 1,5 W$$

- G action des charges permanentes - évaluées à partir des volumes définis par les dessins d'exécution ;

- QB action des charges d'exploitation évaluées à partir des valeurs nominales de celles-ci ;

- W actions du vent.

### **.4.2 Autres poteaux**

Ce sont en particulier les poteaux d'ossatures calculées en portiques sous l'action des charges de pesanteur et du vent.

Les combinaisons d'actions à considérer sont les mêmes que pour les poutres, QB ayant la définition donnée au paragraphe précédent.

## **Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.**

### **.5. Longueur de flambement selon le règlement BAEL91**

La longueur de flambement  $L_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $L_0$  des poteaux et de leurs liaisons effectives.

#### **.5.1 Évaluation de la longueur libre**

La longueur libre  $L_0$  d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

#### **.5.2 Cas du poteau isolé**

En l'absence de tout dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur est prise égale à :

$2 L_0$  si le poteau est encastré à une extrémité et libre à l'autre ;

$L_0$  si le poteau est articulé aux deux extrémités ou encastré aux deux extrémités, celles-ci étant libres de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;

$L_0/2$  si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre ;

$L_0/2$  si le poteau est encastré aux deux extrémités, celles-ci étant empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

Les encastresments rencontrés en pratique étant rarement parfaits, les longueurs de flambement effectives sont plus grandes que les longueurs théoriques indiquées ci-avant

## **Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.**

---

### **.5.3 Cas des poteaux de bâtiments**

— Dans les bâtiments à étages dont le contreventement est assuré par un système de pans verticaux rigides (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante et où la continuité des poteaux est également assurée aux différents étages, la longueur de flambement  $L_f$  d'un poteau est prise égale à :

0,7  $L_0$  si le poteau est à ses extrémités soit encastré dans un massif de fondations, soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

$L_0$  dans tous les autres cas.

Dans les autres bâtiments dont le contreventement est assuré par des ossatures, l'état-limite ultime de stabilité de forme est à justifier cas par cas, car il n'est plus alors possible de se référer à la notion de longueur de flambement résultant du fonctionnement supposé élastique de l'ossature.

### **.6. Justification des poteaux**

Dans le cas de poteaux soumis à une compression réputée centrée, la charge portante peut être déterminée par la méthode forfaitaire.

Dans le cas de poteaux chargés de façon excentrée ou sollicités par des couples de flexion importants, s'ils entrent dans le domaine d'application défini, on applique la méthode forfaitaire. Pour ces poteaux, dans certains cas, il est loisible, sur justifications, de tenir compte de l'accroissement de la résistance du béton après 28 jours, dont il n'a pas été tenu compte dans la méthode générale.

L'Annexe E7 des Règles BAEL donne quelques indications sur les conditions de vérification des poteaux des structures hyperstatiques ; le recours à l'ordinateur est alors souvent nécessaire

## **Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.**

---

### **.7. Utilisation de poteaux préfabriqués**

Les Règles BAEL contiennent certaines prescriptions concernant l'utilisation de poteaux préfabriqués dans les ossatures des bâtiments ; cette question n'était pas évoquée dans les Règles antérieures.

La mise en œuvre de tels poteaux est d'ailleurs déconseillée dans des bâtiments susceptibles d'être soumis à des vibrations ou à des séismes et, la participation des poteaux au contreventement nécessitant une étude spéciale des liaisons, leur utilisation n'est que très exceptionnellement prévue en dehors des cas où la stabilité sous l'action des forces horizontales est assurée par des pans de contreventement rigides.

Le cas des poteaux avec nœuds d'assemblages complètement bétonnés en œuvre permet de réaliser relativement facilement les recouvrements et les ancrages des armatures : seule la mise en œuvre du béton des nœuds implique certaines précautions (Composition granulaire, serrage).

Dans le cas de joints d'épaisseur réduite, la transmission des efforts entre poteaux et poutres de planchers, ainsi qu'entre poteaux superposés, soulève plus de difficultés. Les Règles donnent les recommandations suivantes :

- a) la liaison poteau-poutre de plancher doit de préférence être prévue de telle sorte que la reprise de bétonnage ne soit pas dans le prolongement d'une des faces du poteau ;
- b) cette liaison doit être conçue de façon à éviter que la transmission des charges verticales fasse intervenir des cheminements d'efforts par des éléments de nature ou d'âge différents ou des parties fragiles ;

c) les aciers des poutres de planchers doivent entourer les goujons de la tête du poteau inférieur et ceux du pied du poteau supérieur.

La liaison entre poteaux superposés, conçue essentiellement pour assurer la transmission de charges verticales centrées, comporte généralement un dispositif de goujon nage en tête et en pied.

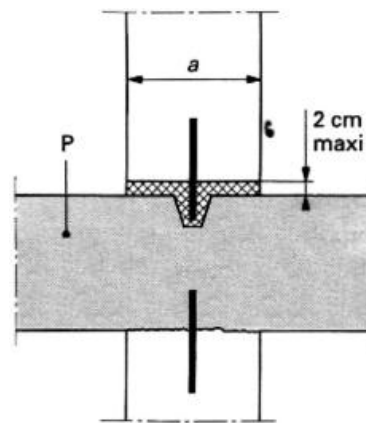
Deux solutions peuvent être adoptées, dans le cas de poutres coulées sur place :

## Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.

— Celle de la figure 1 avec une couche de mortier de faible épaisseur (2 cm maximum hors réservation des goujons) ; cette couche peut être mise en place avant ou après la pose du poteau supérieur ; dans ce dernier cas, il convient de réaliser un certain matage ;

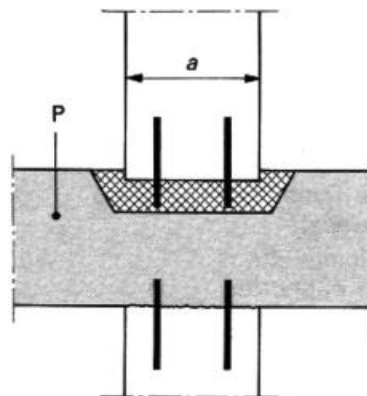
— Celle de la figure 2 avec une épaisseur de béton plus importante coulée dans une cuvette assurant un certain fretage du béton.

Les justifications de résistance à l'état-limite ultime sont établies à partir d'un effort normal agissant  $N_u$  et d'une excentricité fixée à la plus grande des deux valeurs : 2 cm OU  $L/250$ , la contrainte de compression ultime étant limitée à  $0,4 f_{c28}$



P poutre coulée en œuvre

Figure. III.1. Joint d'épaisseur réduite (< 2 cm) exécuté avant ou après la pose du poteau supérieur. Dimension de calcul de la section :  $(a - 2 \text{ cm})$  [4]



P poutre coulée en œuvre

Figure. III. 2. Cuvette remplie de béton fin pour le logement des goujons.

Dimension de calcul de la section :  $a$  [4]

Dans le cas de la figure 1, la surface sur laquelle est appliquée cette sollicitation est délimitée par un contour tracé à 1 cm en retrait du contour du poteau.

## Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.

Dans le cas de la figure 2 (joints débordants avec cuvette), on peut prendre en considération la section du poteau.

Sauf justification spéciale, il faut prendre dans le calcul du poteau une longueur de flambement  $L_f$  égale à la longueur libre  $L_0$ .

Les dispositions de stockage, transport, levage et mise en œuvre doivent éventuellement faire l'objet de justifications.

Enfin, comme les armatures longitudinales des poteaux ne traversent pas habituellement les joints, il convient de resserrer les armatures transversales aux extrémités de ces poteaux, en les doublant par exemple sur une hauteur égale à la petite dimension transversale du poteau considéré

### .7.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\begin{array}{ll} 1.35G+1.5Q & \text{(ELU)} \\ G+Q & \text{(ELS)} \\ G+Q+E & \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{(Calcul au séisme)} \\ G+Q-E & \\ 0.8G+E & \\ 0.8G-E & \end{array}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

**RPA99** (Article 5.2)

M max	—————>	N correspondant
N max	—————>	M correspondant
N min	—————>	M correspondant

# Chapitre III : choix de la section des poteaux Selon différent règlement.

## D'après Les recommandations du RPA 99/2003

### 7.2. Coffrage

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

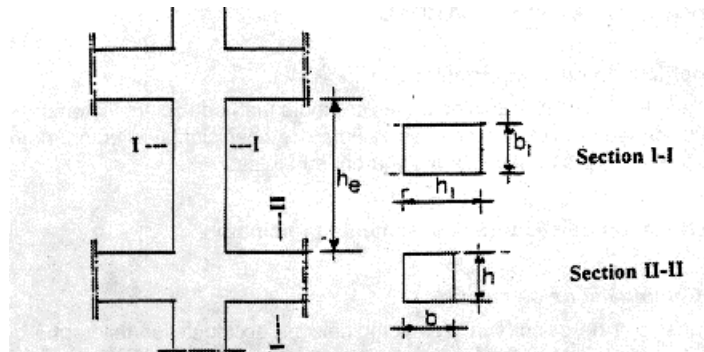


Figure. III.1.Coffrage des poteaux [5]

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  en zones I et II

-  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{ cm}$  en zone III

-  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

$1/4 < b_1/h_1 < 4$

## 8. Conclusion

Dans ce troisième chapitre, on a pu décrire les différents types de poteaux, les charges appliquées ainsi que leurs dimensionnements selon les différents règlements, d'où leurs calculs selon les combinaisons d'action on cite l'état limite ultime (ELU) et la combinaison d'action qui tient compte de l'effet du séisme.

# **Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR EL BAIDA Wilaya de BOUMERDES.**

---

## **.1. Introduction**

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire description et justification des méthodes ; processus de calcul et vérification de la structure on présentera une description sommaire d'une salle de soin de la direction da la sante de BOUMERDES en R+1 avec une terrasse inaccessible il sera implanté à DAR EL BEIDA –BAGHLIA, wilaya de BOUMERDES.

Les charges et surcharges indues par les actions extérieures quelles soit accidentelles, variables, d'exploitation ou permanentes des méthodes de calcul et vérification de la structure, caractéristiques des matériaux utilises.

Les méthodes de calcul des sollicitations et leurs vérification seront conforme au règlement parasismique algérien modifié en 2003 –RPA 99 VERSION 2003- ainsi qu'aux différents règlements technique réglementaire –D.T.R-algérien.

Le dimensionnement de la structure prendra en compte les spécifications prévues dans le RPA 2003 relatives aux conditions de flambement et d'effort réduit de compression pour les éléments verticaux et conditions de flèche pour les éléments horizontaux.

## **.2. PRESENTATION DES OUVRAGES**

**.a. La structure de l'ouvrage est composée essentiellement de :**

- 1- D'un RDC et un étage avec des poteaux poutres étant donné que la structure ne dépasse pas les 8m.
- 2- Le contreventement est assuré par la structure est en portiques.

L'implantation est à DAR EL BEIDA considéré par le RPA 2003(zone IIb)

Vue l'importance du projet on prend la zone comme (zone III) de forte sismicité

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

### .b. Caractéristiques géométriques

La bâtisse est composée ; d'un rez de chaussée et un étage

Ses dimensions sont :

- Hauteur RDC : 03.40m
- Hauteur étages : 03.06m

### .4.Eléments de l'ouvrage

#### .4.1. Plancher courant

Le plancher courant est composé de :

<b>N°</b>	<b>Désignation des matériaux</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Poids [KN/m<sup>2</sup>/cm]</b>	<b>Charge [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>unité</b>
<b>1</b>	Carrelages sellés+mortier de pose (céramique)	2	0.50	1	KN/m <sup>2</sup>
<b>2</b>	Couche de sable	2	0.18	0.36	KN/m <sup>2</sup>
<b>3</b>	Plancher à corps creux (16+4)	20		2.80	KN/m <sup>2</sup>
<b>4</b>	Enduit de plâtre	2	0.10	0.20	KN/m <sup>2</sup>
<b>5</b>	Cloisons de séparation+enduit Plâtre			1.30	KN/m <sup>2</sup>
	<b>Charge permanente G</b>			<b>5.66</b>	KN/m <sup>2</sup>
	<b>Surcharge d'exploitation Q</b>			<b>2.50</b>	KN/m <sup>2</sup>

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

### 4.2 Plancher terrasse inaccessible

Le plancher terrasse est composé de :

<i>N°</i>	<i>Désignation des matériaux</i>	<i>Epaisseur</i> <i>(cm)</i>	<i>Poids</i> <i>[KN/m<sup>2</sup>/cm]</i>	<i>Charge</i> <i>[KN/m<sup>2</sup>]</i>	<i>unité</i>
1	Complexe étanchéité sur toiture			1.35	KN/m <sup>2</sup>
2	Forme de pente en gros béton 1%			1.85	KN/m <sup>2</sup>
3	Plancher à corps creux (16+4)	20		2.80	KN/m <sup>2</sup>
4	Enduit de plâtre	2	0.10	0.20	KN/m <sup>2</sup>
	<b>Charge permanente G</b>			<b>6.20</b>	KN/m <sup>2</sup>
	<b>Surcharge d'exploitation Q</b>			<b>1.00</b>	KN/m <sup>2</sup>

### 4.3. Murs extérieurs : (Ep = 30cm)

Les murs extérieurs sont composé de :

<i>N°</i>	<i>Désignation des matériaux</i>	<i>Epaisseur</i> <i>(cm)</i>	<i>Poids</i> <i>[KN/m<sup>2</sup>]</i>	<i>Unité</i>
1	Enduit de plâtre	2	0.20	KN/m <sup>2</sup>
2	Briques creuses	10	0.90	KN/m <sup>2</sup>
3	Lame d'air	10	0.00	KN/m <sup>2</sup>
4	Briques creuses	10	0.90	KN/m <sup>2</sup>
5	Enduit en ciment	2	0.36	KN/m <sup>2</sup>
	<b>Charge permanente G</b>		<b>2.36</b>	KN/m <sup>2</sup>

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

### .4.4. Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions utilisées sont :

- $G+Q$  (Etat limite de service)
- $1.35G+1.5Q$  (Etat limite ultime en situations durables ou transitoires)
- $G+Q+/-1.2E$  (Etat limite en situations accidentelles)
- $0.8G+/- E$
- $G+Q+/-E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : effet du séisme.

## .5. Les états limites (BAEL91)

### .5.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime :** C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les Phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

## **.6.Hypothèses de calcul aux états limites**

### **.a. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### **.b. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

$E_s$ ,  $E_b$  module de Young de l'acier et béton respectivement.

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

## **.7.Caractéristique mécanique des matériaux :**

### **a)- Le béton**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en ouvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importantes du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

### **.1. Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée «  $f_{c28}$  ».

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à «  $j$  » jours d'âge noté «  $f_{tj}$  » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f \quad \text{Avec } f_{cj} < 40 \text{ (BAEL 91, Art. A-5-2-11)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

### **2. Coefficient du poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté  $\nu$

L'ELU :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\nu = 0.2$  calcul des déformations.

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

### b) ACIER

Les aciers utilisés sont de haute adhérence de type FeE400 dont la résistance à la traction est de  $F_e=400\text{MPa}$ .

Le treillis soudé est de diamètre  $\emptyset 5$ , sa résistance est de  $F_e=520\text{MPa}$ .

La contrainte limite ultime est égale à :  $\sigma_s = F_e / \gamma_s = 348\text{MPa}$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation durable}$$

### .8 . Dimensionnement des éléments:

#### .8.1. Planchers en corps creux plus dalle de compression:

L'épaisseur est donnée par :  $h_p \geq L/22.5$

$L=390.00\text{cm}$  (L: portée libre max de la poutre dans le sens des poutrelles)

$h_p \geq 390/22.5 = 17.33\text{ cm}$  On prend  $16\text{cm}$  donc  $h_p = 20\text{ cm}$

#### .8.2. Les Poutres:

- La hauteur totale des poutres « h » est donnée par :  $L / 15 < h < L / 10$ ,  
 $0.4 \times h < b < 0.7 \times h$
- Pour les poutres principales  $L = 430\text{cm}$  (entre nus) donc:  $28.66\text{cm} < h < 43.00\text{cm}$ ,  
 $16.00 < b < 28.00$
- On prend donc:  $h = 40\text{cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$  pour les poutres principales.
- Pour les poutres non porteuses  $L = 390\text{cm}$  (entre nus) donc:  $26.00\text{cm} < h < 39.00\text{cm}$ ,  
 $16.00 < b < 28.00$
- On prend donc:  $h = 40\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$  pour les poutres non porteuses

**Soit un plancher de (16+4) cm**

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR EL BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

### .5.4. Les Poteaux:

On opte pour des poteaux de dimensions :

#### A) Première cas :

30x 30(cm<sup>2</sup>). Pour RDC

30x 30(cm<sup>2</sup>). Pour ETAGE

#### B)deuxième cas :

30x30 (cm<sup>2</sup>) et 30x45. Pour RDC

30x30 (cm<sup>2</sup>) et 30x45. Pour ETAGE

#### C) Troisième cas :

30x30 (cm<sup>2</sup>) et 30x60. Pour RDC

30x30 (cm<sup>2</sup>) et 30x60. Pour ETAGE

### D'appris Les recommandations du RPA 99/2003

#### A)

Min (30x30) cm  $\geq$  30cm                      En zone III (C.V)

Min (30x30) cm  $\geq$  3.06/20                      (C.V)

1/4 < 30/30 < 4                                      (C.V)

#### B)

Min (30x45) cm  $\geq$  30cm                      En zone III (C.V)

Min (30x45) cm  $\geq$  3.06/20                      (C.V)

1/4 < 45/30 < 4                                      (C.V)

Min (30x60) cm  $\geq$  30cm                      En zone III (C.V)

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

$$\text{Min } (30 \times 60) \text{ cm} \geq 3.06/20 \quad (\text{C.V})$$

$$1/4 < 60/30 < 4 \quad (\text{C.V})$$

### .8. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.

DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

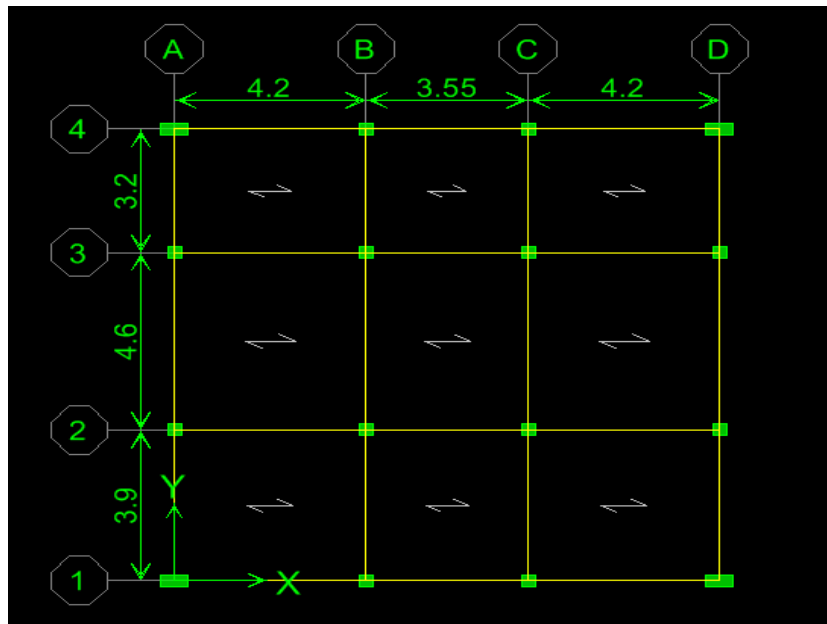
DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

Béton aux états limites BAEL 91/Version99

### .9. Application de la méthode de Muto

#### .9.1. Etude des portiques longitudinaux et transversaux

A) Le sens longitudinal :



## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

### .9.1.1.Calcul des inerties :

Poteaux :  $I = \frac{b.h^3}{12}$

	I (10 <sup>-4</sup> . m <sup>4</sup> )
PT (30x30)	6.75
PT(30x45)	10.12
PT(30x60)	13.50

Tableau. IV.1 Inertie des poteaux.

Poutres :  $I = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 0.0016 \text{ m}^4$

#### A. 1. Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

Les poteaux :  $K_p = \frac{I}{h_e}$                        $h_e = 2.76 \text{ m}$

	Kp (10 <sup>-4</sup> ) m
PT(30x30)	2.44
PT(30x45)	3.66
PT(30x60)	4.89

Tableau. IV.2. Raideur des poteaux dans le sens longitudinal.

Les poutres :  $K_{\text{poutres}} = \frac{I}{L}$

	Kptr (10 <sup>-4</sup> m)
K1	3.80
K2	4.50
K3	3.80

Tableau. IV.3. Raideur des poutres dans le sens longitudinal.

**Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA  
Wilaya de BOUMERDES.**

---

**A.2. Calcul des coefficients  $\bar{K}$  :**

<b>Etages</b>	<b>Files</b>	<b>PT(30x30)</b>	<b>PT (30x45)</b>	<b>PT(30x60)</b>
<b>Etage courant</b>	File1	1.56	1.04	0.77
	File2	3.40	2.27	1.69
	File3	3.40	2.27	1.69
	File4	1.56	1.04	0.77
<b>R.D.C</b>	File1	1.56	1.04	0.77
	File2	3.40	2.27	1.69
	File3	3.40	2.27	1.69
	File4	1.56	1.04	0.77

**Tableau. IV.4. Les Coefficients  $\bar{K}$  dans le sens longitudinal.**

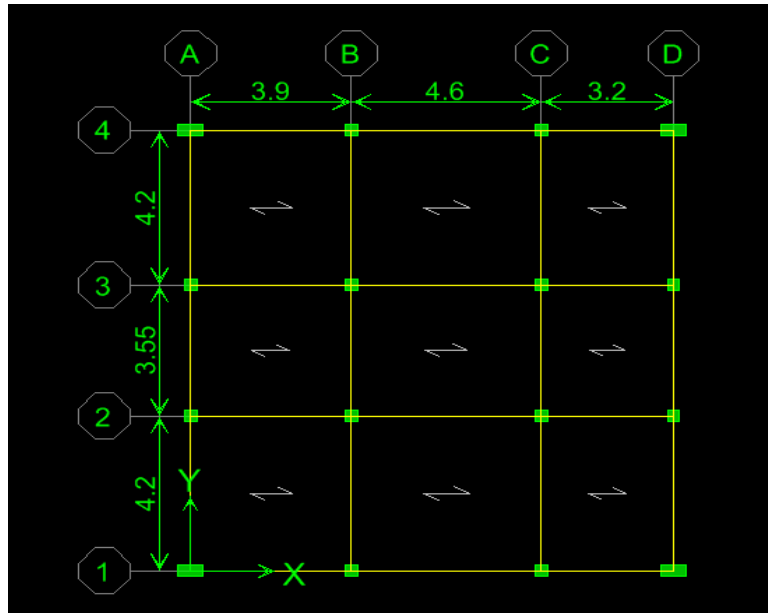
**A.3. Le coeffission de correction a**

<b>Etages</b>	<b>Files</b>	<b>PT(30x30)</b>	<b>PT (30x45)</b>	<b>PT(30x60)</b>
<b>Etage courant</b>	File1	0.44	0.34	0.27
	File2	0.63	0.53	0.45
	File3	0.63	0.53	0.45
	File4	0.44	0.34	0.27
<b>R.D.C</b>	File1	0.58	0.51	0.46
	File2	0.72	0.65	0.59
	File3	0.72	0.65	0.59
	File4	0.58	0.51	0.46

**Tableau. IV.5. Le Coeffission de correction a dans le sens longitudinal**

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

### B. Etude des portiques transversaux



#### .9.1.1. Calcul des inerties :

Poteaux :  $I = \frac{h \cdot b^3}{12}$

	I (10 <sup>-4</sup> . m <sup>4</sup> )
PT (30x30)	6.75
PT(30x45)	22.75
PT(30x60)	54

Tableau. IV.6. Inertie des poteaux

Poutres :  $I = \frac{0.4 \times 0.3^3}{12} = 0.0009 \text{m}^4$

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

### B.1 Les raideurs des poteaux et des poutres

a/ les poteaux  $k_p = \frac{I}{h_e}$   $h_e = 2.76 \text{ m}$

	$K_p (10^{-4}) \text{ m}$
PT(30x30)	2.45
PT(30x45)	8.24
PT(30x60)	19.56

Tableau. IV.7. Raideur des poteaux dans le sens transversaux.

b/Les poutres :  $K_{\text{poutres}} = \frac{I}{L}$

	$K_{\text{ptr}} (10^{-4}) \text{ m}$
K1	2.14
K2	2.54
K3	2.14

Tableau. IV.7. Raideur des poutres dans le sens transversaux.

### B.2. Calcul les Coefficient $\bar{K}$

Etages	Files	PT(30x30)	PT (30x45)	PT(30x60)
<b>Etage courant</b>	File A	0.87	0.26	0.11
	File B	1.91	0.57	0.23
	File C	1.91	0.57	0.23
	File D	0.87	0.26	0.11
<b>R.D.C</b>	File A	0.87	0.26	0.11
	File B	1.91	0.57	0.23
	File C	1.91	0.57	0.23
	File D	0.87	0.26	0.11

Tableau. IV.8. Les Coefficients  $\bar{K}$  dans le sens transversaux.

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

### B.3.Le Coeffission de correction a

Etages	Files	PT(30x30)	PT (30x45)	PT(30x60)
<b>Etage courant</b>	File A	0.30	0.11	0.05
	File B	0.48	0.22	0.10
	File C	0.48	0.22	0.10
	File D	0.30	0.11	0.05
<b>R.D.C</b>	File A	0.48	0.33	0.30
	File B	0.62	0.42	0.33
	File C	0.62	0.42	0.33
	File D	0.48	0.33	0.30

**Tableau. IV.9. Le Coeffission de correction a dans le sens transversaux.**

### 9.2. Calcul des rigidités des poteaux suivant des deux directions :

La rigidité  $r$  est définie par la relation :

$$r = \frac{a 12EI}{he^3}$$

Le module de Young ( $E$ ) sera pris égal à 34540 Mpa (il peut être déduit de la résistance caractéristique du béton).

**Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA  
Wilaya de BOUMERDES.**

**La rigidité r (t/cm)**

Etages	Files	PT(30x30)	PT (30x45)	PT(30x60)
<b>Etage courant</b>	File1	585.63	678.46	547.38
	File2	838.52	1057.61	912.30
	File3	832.52	1057.61	912.30
	File4	585.63	678.46	547.38
	$R_{jx}=\sum$	2848.30	3472.14	3833.24
<b>R.D.C</b>	File1	544.70	478.73	864.02
	File2	100.17	746.25	1108.20
	File3	100.17	746.25	1108.20
	File4	544.70	478.73	864.02
	$R_{jx}=\sum$	1289.74	2449.96	3944.44

**Tableau. IV.10. La rigidité r des poteaux dans le sens longitudinal.**

Etages	Files	PT(30x30)	PT (30x45)	PT(30x60)
<b>Etage courant</b>	File A	399.29	493.45	532.39
	File B	638.87	986.90	1064.79
	File C	638.87	986.90	1064.79
	File D	399.29	493.45	532.39
	$R_{jy}=\sum$	2076.32	2960.7	3200.36
<b>R.D.C</b>	File A	450.77	1044.51	2253.89
	File B	582.25	1329.38	2479.28
	File C	582.25	1329.38	2479.28
	File D	450.77	1044.51	2253.89
	$R_{jy}=\sum$	2066.04	4747.78	9466.34

**Tableau. IV.11. La rigidité r des poteaux dans le sens transversaux.**

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR EL BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

### 9.3. Position du centre de rigidité :

$$X_r = \frac{R_{jt}.X_t}{\sum R_{jt}} = \frac{2133(0+4.20+7.75+11.95)}{4 \times 2133} = 5.9\text{m}$$

$$Y_r = \frac{R_{jt}.Y_t}{\sum R_{jt}} = \frac{1581(0+3.9+8.5+11.7)}{4 \times 1581} = 6\text{ m}$$

### 9.4. Les Voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e > 15\text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

$$e > h_e / 20 \dots\dots\dots (2). \quad \text{RPA (article 7.7.1)}$$

$$L > 4 e \dots\dots\dots (3).$$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre des étages courants est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$e$ : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

$$e \geq 14,3\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : 15cm

**Pour le RDC** on a :  $h_e = 340 - 20 = 320\text{cm}$

$e$ : Epaisseur du voile.

$$e \geq 16\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles du RDC une épaisseur de :

$$e = 20\text{cm}.$$

### 10. Vérification des exigences du RPA 99 (art 7,7.1) :

## Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR EL BAIDA Wilaya de BOUMERDES.

---

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \implies L \geq 4 \times 20 \implies L \geq 80 \text{ cm condition vérifiée.}$$

Avec : L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile

**La section du voile est (0.2x0.8) m<sup>2</sup>**

### 1. Inertie

$$I_Y = \frac{0.2 \times 0.8^3}{12} = 0.0085 \text{ m}^4$$

$$I_X = \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} = 0.00053 \text{ m}^4$$

**Les refends transversaux**

$$I = I_X = \frac{e \cdot l^3}{12} = \frac{0.2 \times 0.8^3}{12} = 0.0085 \text{ m}^4$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y

### .2.Rigidités des voiles

$$\text{Dans le sens longitudinal : } R_{vx} = \frac{12EI_y}{h^3}$$

$$\text{Dans le sens transversal : } R_{vy} = \frac{12EI_x}{h^3}$$

h : hauteur du voile.

I<sub>y</sub> ; I<sub>x</sub> : Inerties des voiles longitudinaux et transversaux (respectivement)

**Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA  
Wilaya de BOUMERDES.**

---

**a/ Etage courant**

	<b>Sens longitudinal</b>		
<b>voile</b>	<b>h (m)</b>	<b>Iy ( m<sup>4</sup>)</b>	<b>Rvx</b>
<b>V1</b>	3.06	0.0085	122.95

**Tableau. IV.12.Rigidité des voiles étage courant sens longitudinal.**

	<b>Sens transversal</b>		
<b>voile</b>	<b>h (m)</b>	<b>Ix ( m<sup>4</sup>)</b>	<b>Rvy</b>
<b>V1</b>	3.06	0.00053	7.66

**Tableau. IV.13. rigidité des voiles étage courant sens transversal.**

**b/ Réz de chaussée :**

	<b>Sens longitudinal</b>		
<b>voile</b>	<b>h (m)</b>	<b>Iy ( m<sup>4</sup>)</b>	<b>R Vx</b>
<b>V1</b>	<b>3.40</b>	<b>0.0085</b>	<b>89.63</b>

**Tableau. IV.14. Rigidité des voiles rez de chaussé sens longitudinal.**

	<b>Sens transversal</b>		
<b>voile</b>	<b>h (m)</b>	<b>Ix ( m<sup>4</sup>)</b>	<b>Rvy</b>
<b>V1</b>	<b>3.40</b>	<b>0.00053</b>	<b>5.58</b>

**Tableau. IV.15. rigidité des voiles rez de chaussé sens transversal.**

**Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR El BAIDA  
Wilaya de BOUMERDES.**

**11. La rigidité de portique auto stable et la rigidité de structure mixte**

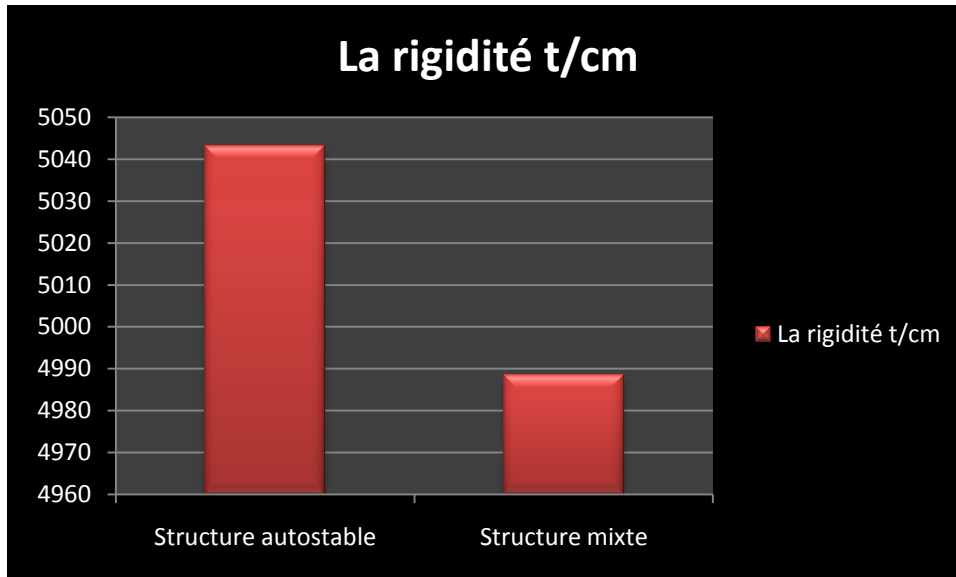
<b>Etages</b>	<b>Files</b>	<b>Portique autos table</b>	<b>structure mixte</b>
<b>Etage courant</b>	File1	718.73	708.58
	File2	838.52	961.47
	File3	838.52	961.47
	File4	718.73	708.58
	$R_{jx}=\sum$	3114.5	3340.1
<b>R.D.C</b>	File1	864.02	634.33
	File2	100.17	189.8
	File3	100.17	189.8
	File4	864.02	643.33
	$R_{jx}=\sum$	1928.38	1648.26

**Tableau. IV.16. La rigidité r de portique dans le sens longitudinal.**

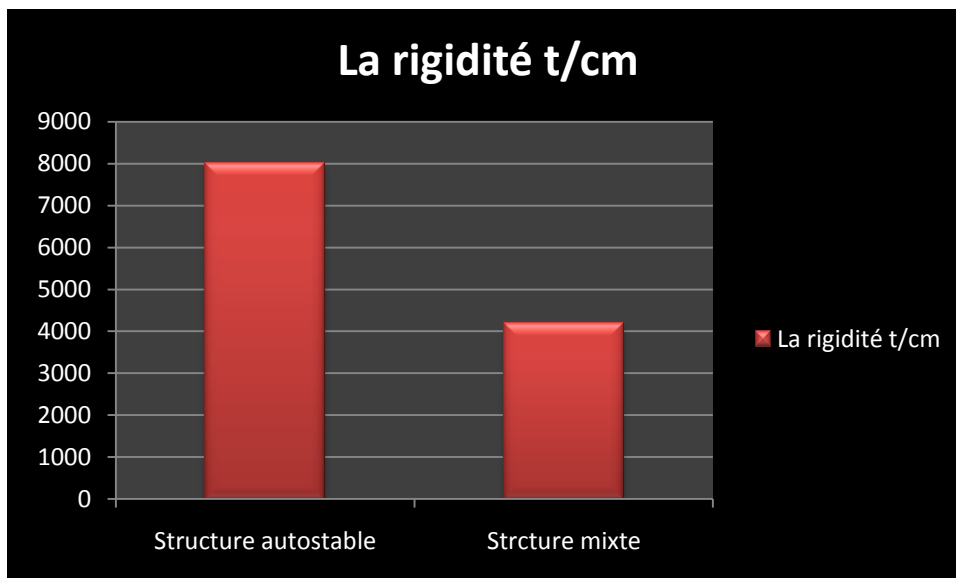
<b>Etages</b>	<b>Files</b>	<b>Portique autos table</b>	<b>structure mixte</b>
<b>Etage courant</b>	File A	532.39	406.95
	File B	638.87	646.53
	File C	638.87	646.53
	File D	532.39	406.95
	$R_{jy}:=\sum$	2342.52	2106.96
<b>R.D.C</b>	File A	2253.89	456.35
	File B	582.25	587.83
	File C	582.25	587.83
	File D	2253.89	456.35
	$R_{jy}=\sum$	5672.82	2088.36

**Tableau. IV.17. La rigidité r de poteau dans le sens transversaux.**

**12. Comparaison entre la rigidité de structure auto stable et la rigidité de structure mixte.**



**Figure. IV.1. La rigidité (r) des deux structures dans le sens transversaux.**



**Figure. IV.2. La rigidité (r) des deux structures dans le sens transversal.**

## **Chapitre IV : Etude d'un Bâtiment de santé Implanté à DAR EL BAIDA Wilaya de BOUMERDES.**

---

### **Interprétation des résultats**

La rigidité du structure auto stable est élevée par a pour a la structure mixte dans les deux sens.

### **Conclusion :**

On remarquant que la rigidité de la structure augmente en fonction de l'augmentation de la section de rive.

La rigidité de structure auto stable et élevée relativement a la structure mixte.

**.1. Modélisation de la structure :**

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié. L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ETABS" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

**.2. Présentation du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Ainsi qu'il prend en considération l'excentricité accidentelle exigée par le RPA. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

**.3. Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés. La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[\delta]$  peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les

éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

### .4. Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



### .5. Etapes de modélisation

#### .5.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN. m) comme unités de base pour les forces et déplacements :



##### b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne *File* puis *New model*, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

**b) Modification de la géométrie de base**

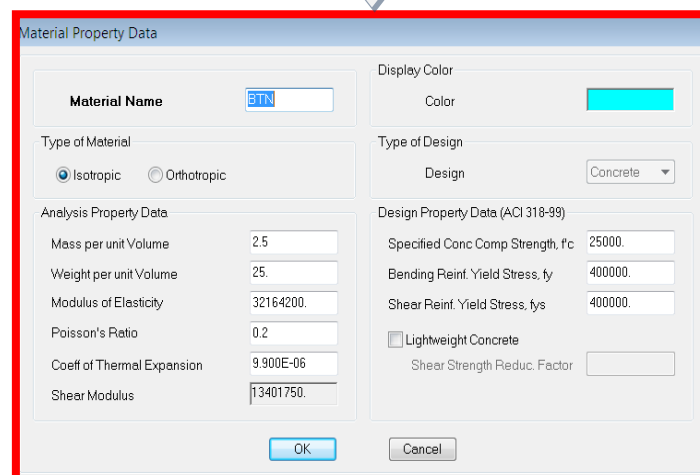
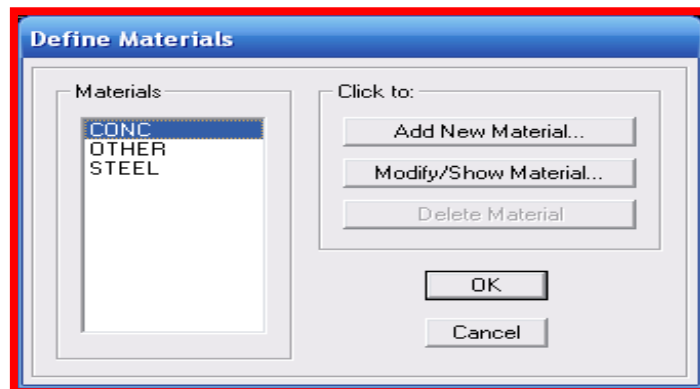
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

**.5.2 Deuxième étape**

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** et on sélection le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

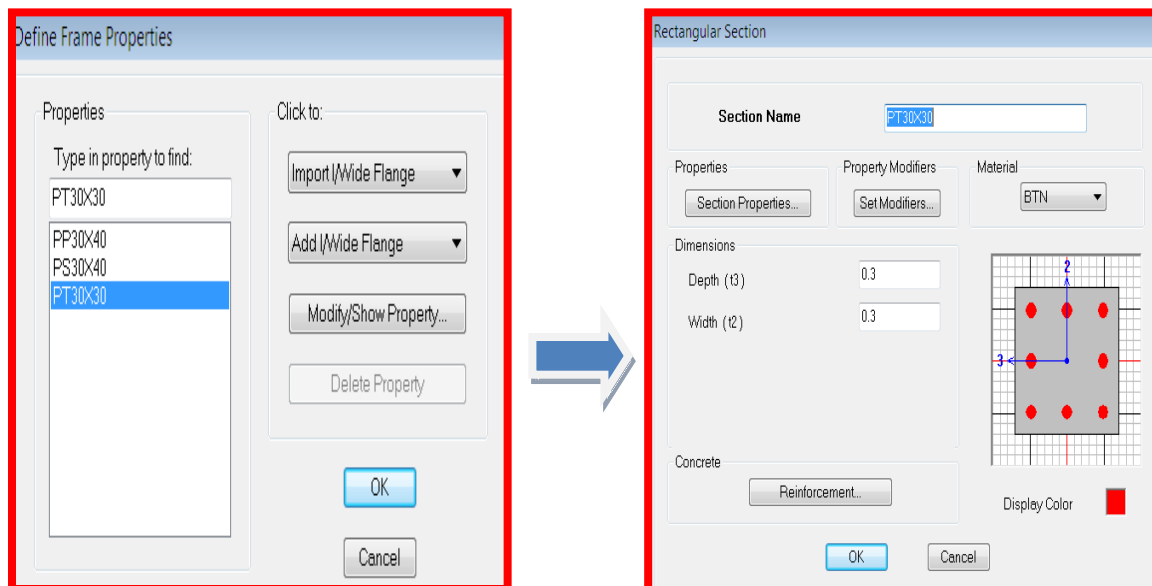


### .5.3. Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu *Define* puis *Frame sections*. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne *Add Rectangular* pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton *Reinforcement* conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton *Section properties* on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

.Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

### .5.4 Quatrième étape : définition des charges

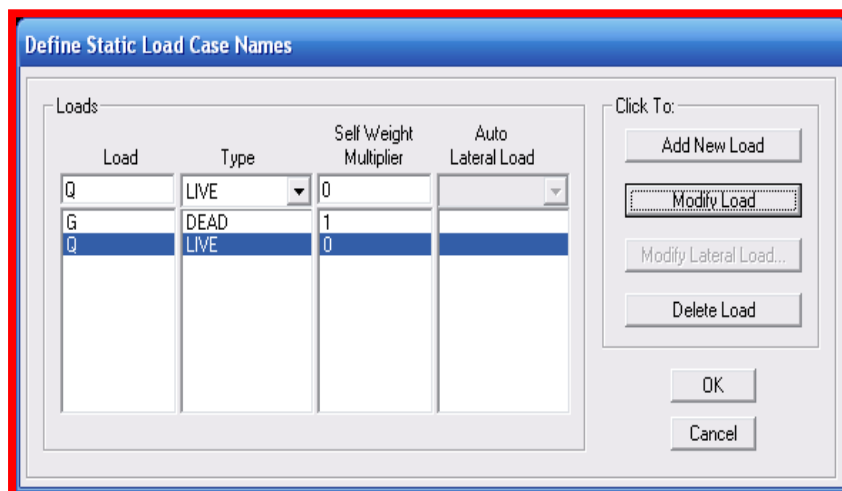
Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à modélisée.

### 1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

**DEAD** (charge permanente)

**LIVE** (Surcharge d'exploitation)



### 2) Charge dynamique (E)

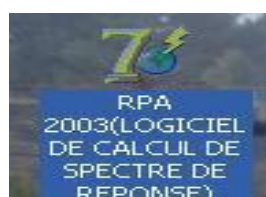
Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

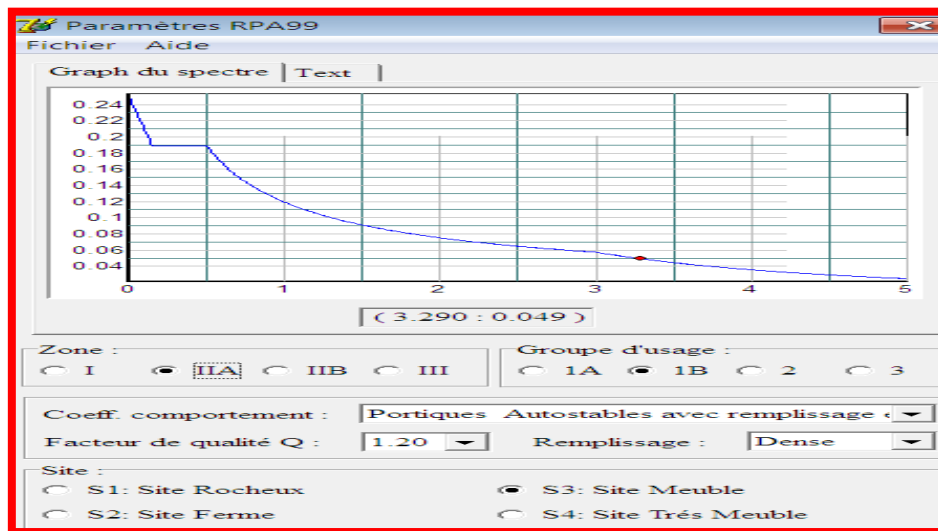
- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : III (Zone a forte sismicité, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.20.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

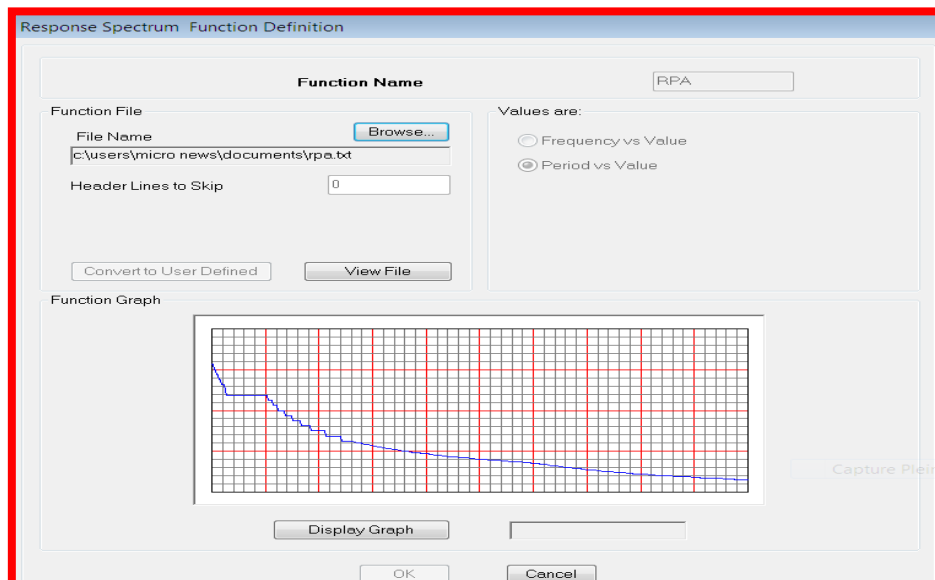


-Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur *l'onglet Text*.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

*Define* → *Response Spectrum Functions* → *Spectrum from file.*

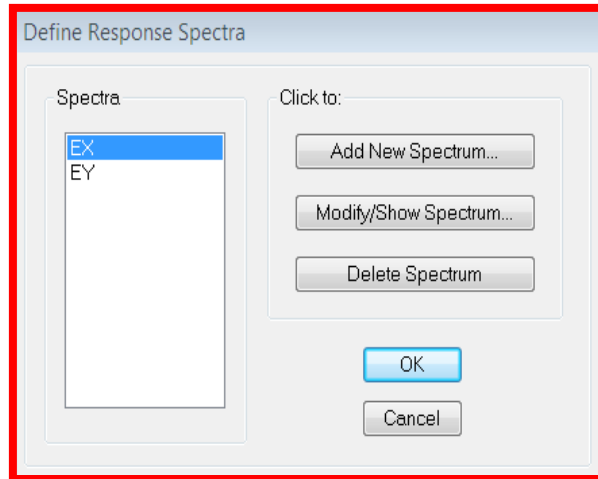


**Function Name** (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

*Define Reponses spectrum cases Add New Spectrum*

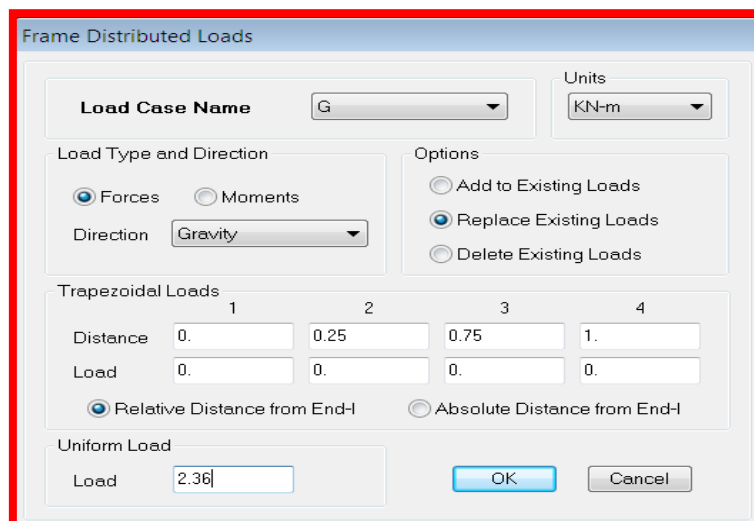
Dans la partie Input *response spectra*, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



**.5.5. Cinquième étape : chargement des poutres**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

*Assign*  $\Rightarrow$  *Frame/line loads*  $\Rightarrow$  *Distributed.*



Dans la case *Load Case Name* on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case *Load*.

**.5.6. Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91**

ELU :  $1.35G+1.5Q$ .

ELS :  $G+Q$ .

**Combinaisons accidentelles du RPA :**

$G+Q\pm E$  : appelée dans le fichier de données GQE.

$0.8G\pm E$  : appelées dans le fichier de données 0.8GE.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

*Define*



*Load Combinations Add*



*New Combo.*

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1.5
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

**.5.7. Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

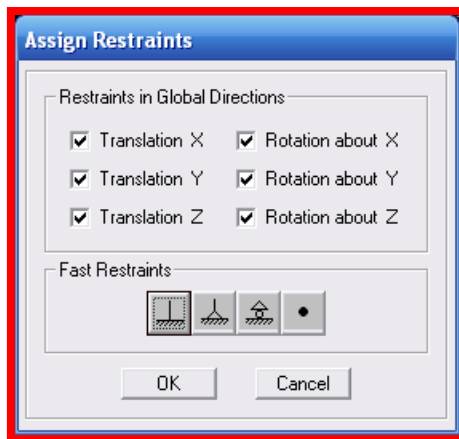
*Assign*



*Joint/point*



*Restraints*

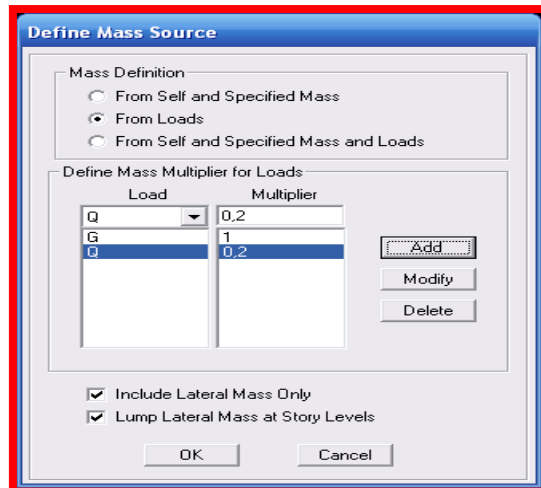


**Mass- Source**

*Define Mass source*

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur *I* pour la charge permanente, on donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

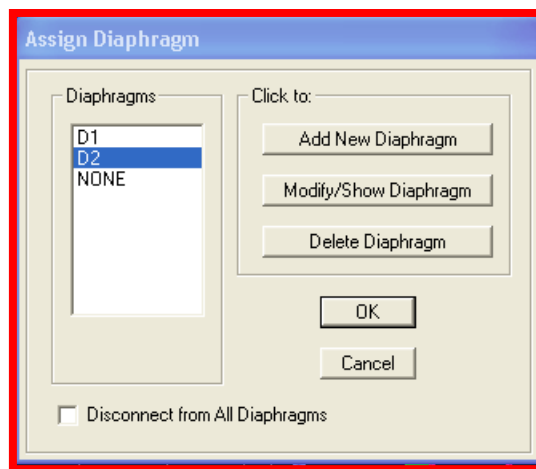


**Diaphragme :**

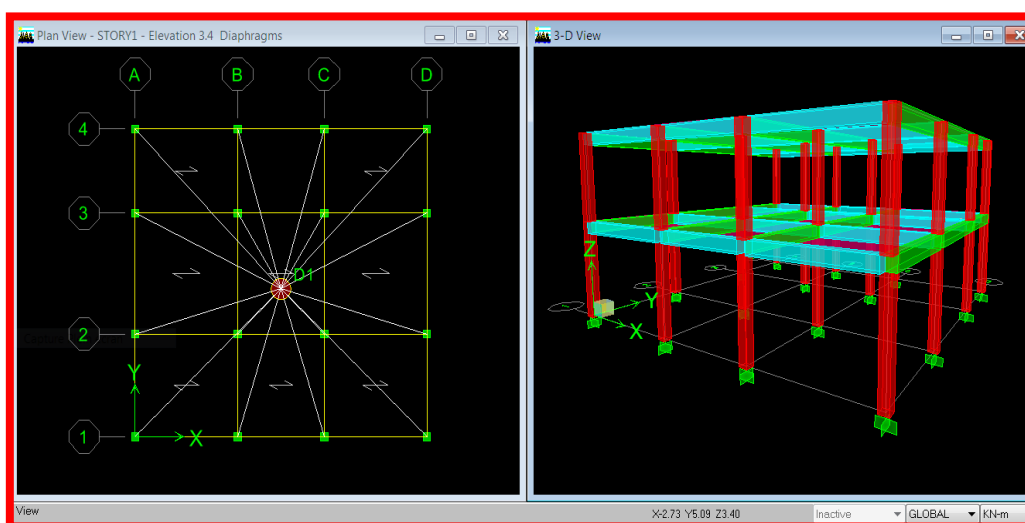
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme,

Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

*Assign*  $\Rightarrow$  *Joint/point Diaphragm*  $\Rightarrow$  *Add New Diaphragm*.



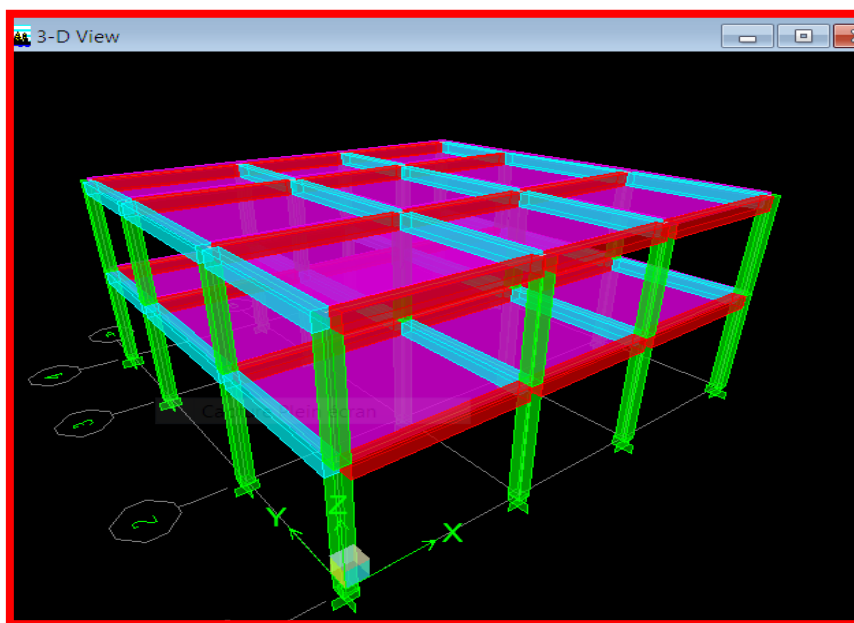
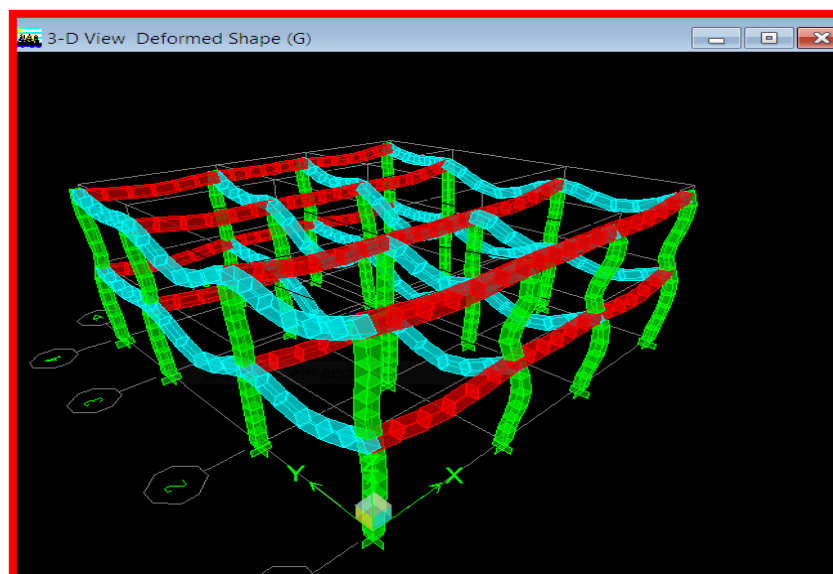
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case *Diaphragm* on clique sur *OK* pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**.5.8 Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.****Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne *Run Analysis*.

**A. Influence des sections rectangulaire sur la rigidité des portiques Auto stable****-I- Poteaux (30x30)****1/ Analyser la structure**

**-1-Visualisation et Exploitation des Résultats**

**.1.1. Période et participation modale :**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.43074	89.3733	0	0	89.3733	0	0
2	0.425426	0	96.0791	0	89.3733	96.0791	0
3	0.396415	6.6048	0	0	95.9781	96.0791	0
4	0.136445	3.8298	0	0	99.8079	96.0791	0
5	0.135004	0	3.9209	0	99.8079	100	0
6	0.120782	0.1921	0	0	100	100	0

**Conclusion:**

La somme des masses modales dans le 3<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 96.0791% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 95.9781

**.1.2.Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :**

**-a-Résultats dans le sens X pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	431.56	0	0	0	2240.007	-2495.095
EX	2	U1	0	0	0	0	0	0
EX	3	U1	31.89	0	0	0	170.485	-184.755
EX	4	U1	18.84	0	0	0	-48.98	-98.114
EX	5	U1	0	0	0	0	0	0
EX	6	U1	0.98	0	0	0	-2.139	-5.115

**-b-résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	All	All	458.42	0	0	0	2379.328	2650.035

**-c-Résultats dans le sens Y pour chaque mode**

EY	1	U2	0	459.11	0	-2414.27	0	2743.19
EY	2	U2	0	0	0	0	0	0
EY	3	U2	0	0	0	0	0	0
EY	4	U2	0	29.02	0	39.388	0	173.367
EY	5	U2	0	0	0	0	0	0
EY	6	U2	0	0	0	0	0	0

**-d-Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

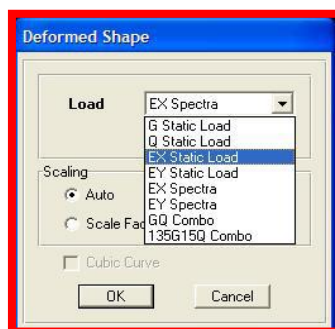
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	All	All	0	460.54	0	2413.89	0	2751.731

**.2.Visualisation des résultats graphiques à l'écran**

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les différents résultats sous différentes formes.

**-a-Déplacements**

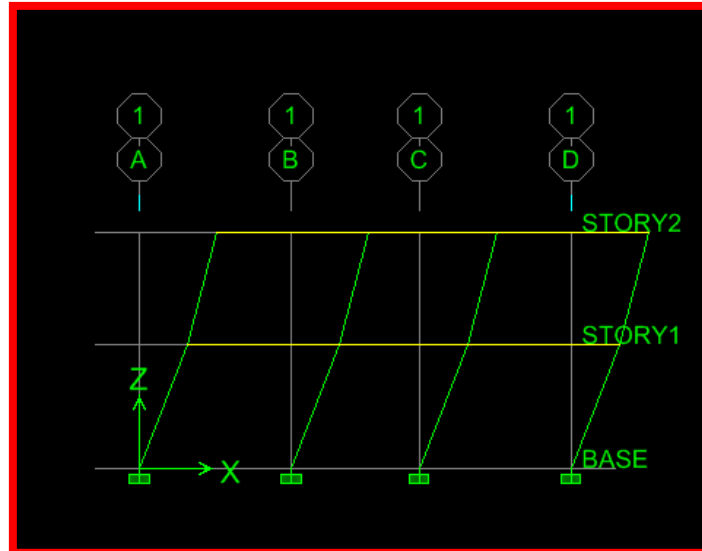
Avec le menu *Display*, il est possible de choisir *Show Déforme Shape* ou bien l'icône dans la barre d'outils flottante à l'interface. Pour visualiser les déplacements. La fenêtre suivante apparaît :



Spécification du type de déformée

Il faut spécifier le cas de chargement (charge ou combinaison de charge). L'option *Scale factor* permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS choisir (*Auto*).

Il est possible d'animer les déplacements. Cliquez sur *Start Animation* au bas de l'écran pour voir la structure vibrer.

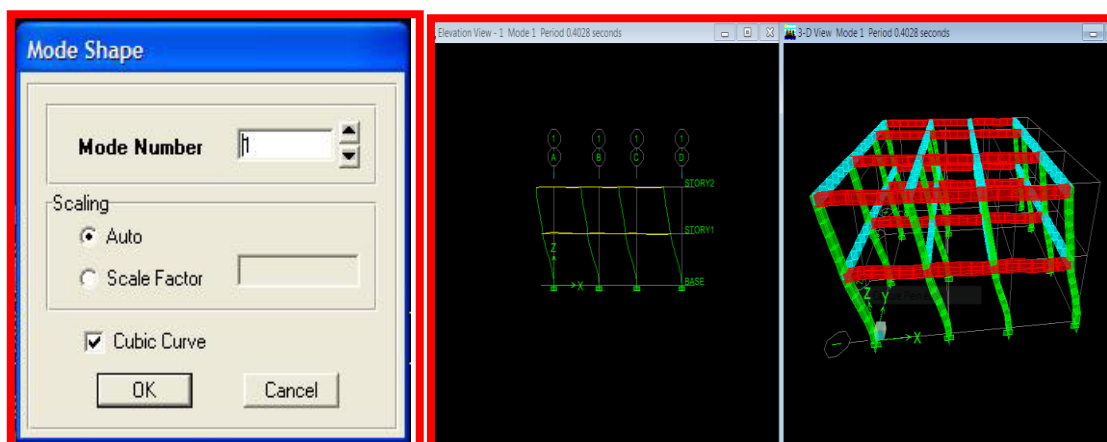


La déformée suivant le spectre EX

Par exemple le déplacement suivant la direction X dans le plancher du 3<sup>eme</sup> étage égale **0.92cm**

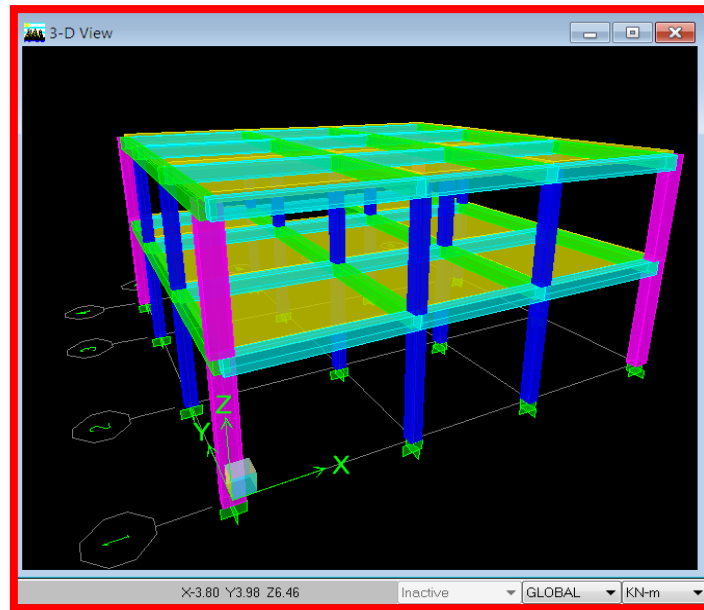
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY2	D2	EX	0.0092	0	0

**-b-** Les déformées modales peuvent être visualisées en sélectionnant, cette fois, la section *Show Mode Shape* dans le menu *Display*.

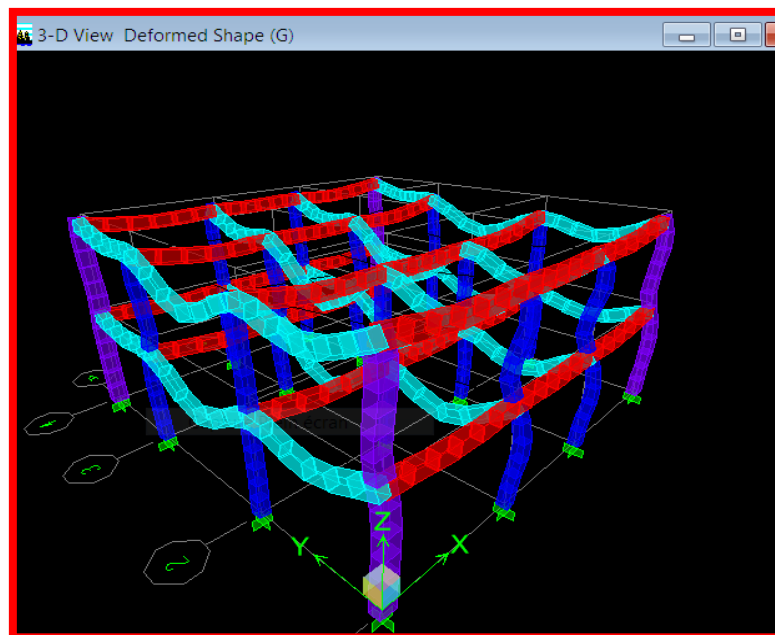


La Déformée modale selon le mode 1

**-II-Poteaux (30x45)**



**1/ Analyser la structure**



**-1-Visualisation et Exploitation des Résultats**

**Période et participation modale :**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.387129	0	93.8426	0	0	93.8426	0
2	0.338671	89.5007	0	0	89.5007	93.8426	0
3	0.29572	0.5303	0	0	90.0309	93.8426	0
4	0.123228	0	6.1574	0	90.0309	100	0
5	0.096222	9.6799	0	0	99.7108	100	0
6	0.086047	0.2892	0	0	100	100	0

**Conclusion:**

La somme des masses modales dans le 3ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 93.0309% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 90.0309%.

**-2- Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :**

**-a-Résultats dans le sens X pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	431.56	0	0	0	2240.007	-2495.095
EX	2	U1	0	0	0	0	0	0
EX	3	U1	31.89	0	0	0	170.485	-184.755
EX	4	U1	18.84	0	0	0	-48.98	-98.114
EX	5	U1	0	0	0	0	0	0
EX	6	U1	0.98	0	0	0	-2.139	-5.115

**-b-Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	All	All	458.42	0	0	0	2379.328	2650.035

**-c-Résultats dans le sens Y pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY		1 U2		0	0	0	0	0
EY		2 U2		0	463.94	0	-2411.174	0
EY		3 U2		0	0	0	0	0
EY		4 U2		0	0	0	0	0
EY		5 U2		0	19.43	0	52.128	0
EY		6 U2		0	0	0	0	0

**-d-Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

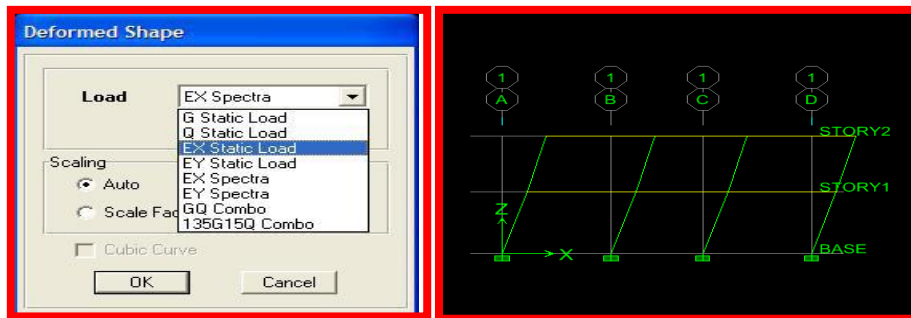
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	All	All	0	464.67	0	2410.877	0	2776.395

**-2- Visualisation des résultats graphique à l'écran**

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les différents résultats sous différentes formes.

**-a-Déplacements**

Avec le menu *Display*, il est possible de choisir *Show Deformed Shape* ou bien l'icône dans la barre d'outils flottante à l'interface. Pour visualiser les déplacements. La fenêtre suivante apparaît



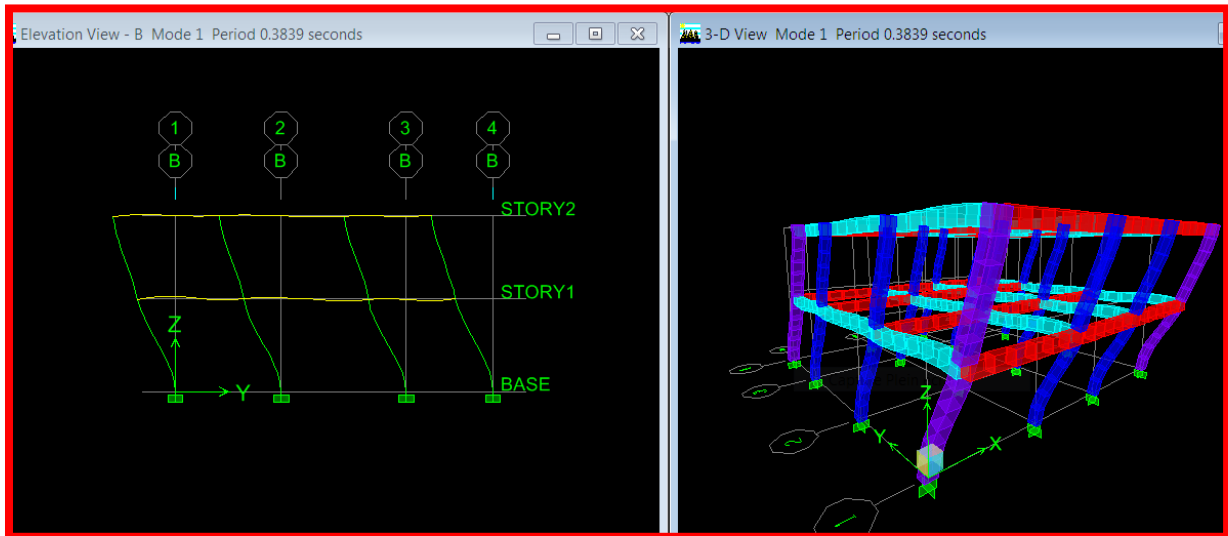
Spécification du type de déformée

**La déformée suivant le spectre EX**

Par exemple le déplacement suivant la direction X dans le plancher du 3<sup>eme</sup> étage égale **0.74Cm**

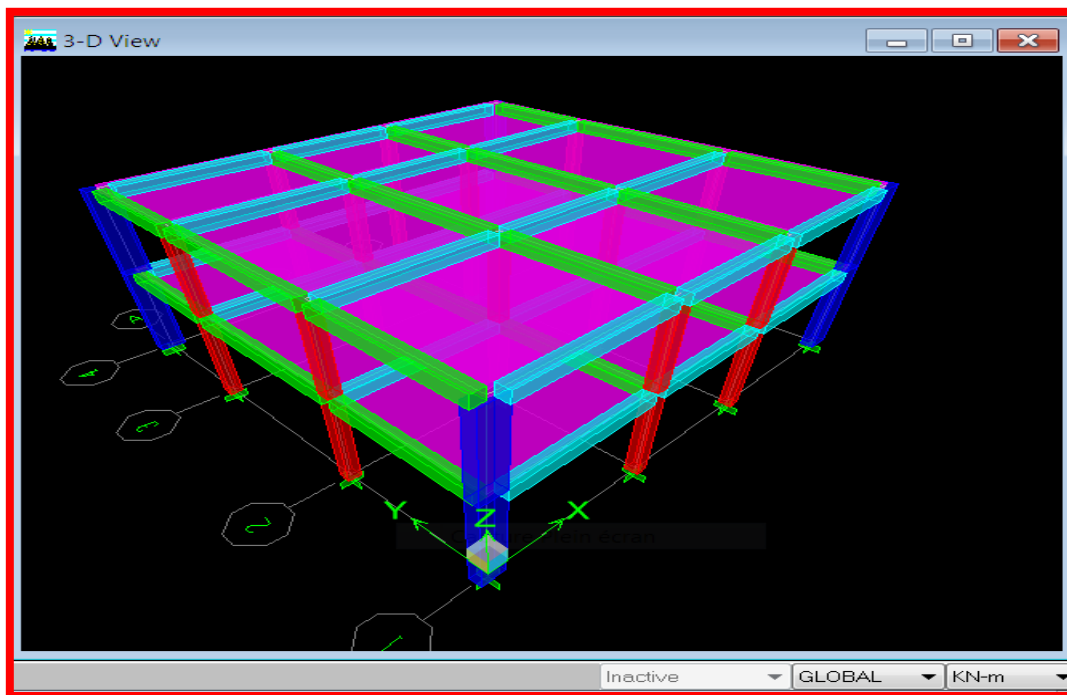
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY2	D2	EX	0.0074	0	0

-b- Les déformées modales

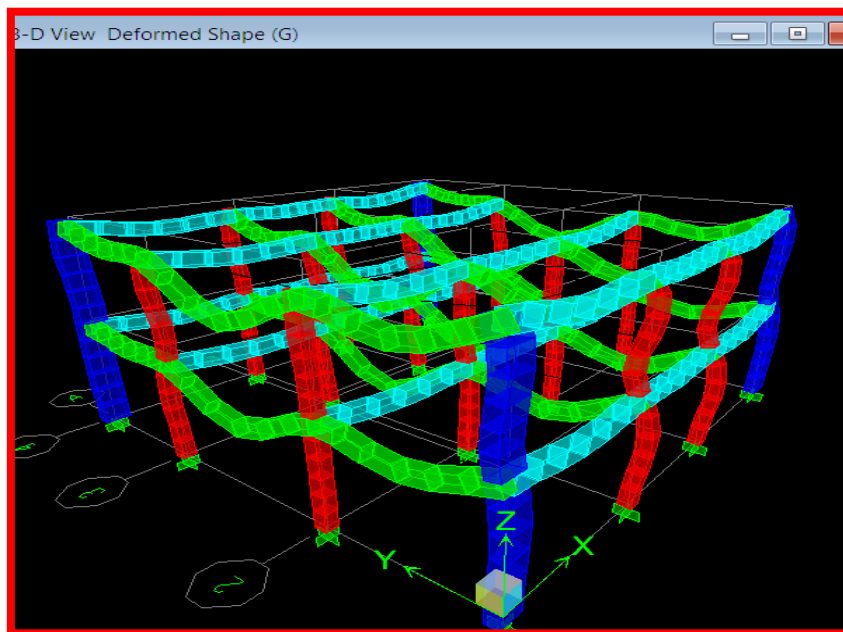


La Déformée modale selon le mode 1

-III- Poteaux (30x60)



## 1/ Analyser la structure



## 2/Visualisation des résultats

## Période et participation modale :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.383903	0	94.3362	0	0	94.3362	0
2	0.360425	92.0808	0	0	92.0808	94.3362	0
3	0.307459	0.5852	0	0	92.6659	94.3362	0
4	0.12594	0	5.6638	0	92.6659	100	0
5	0.113352	7.1763	0	0	99.8422	100	0
6	0.098046	0.1578	0	0	100	100	0

**Conclusion:**

La somme des masses modales dans le 2<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 92.0808% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 94.3362%.

-2- Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :

-a-Résultats dans le sens X pour chaque mode

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	0	0	0	0	0	0
EX	2	U1	458.54	0	0	0	2500.226	-2659.877
EX	3	U1	2.72	0	0	0	15.784	-15.828
EX	4	U1	0	0	0	0	0	0
EX	5	U1	54.81	0	0	0	19.116	-297.974
EX	6	U1	1.67	0	0	0	0.575	-9.069

-b-Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions

EX	All	All	464.33	0	0	0	2510.208	2690.83
----	-----	-----	--------	---	---	---	----------	---------

-c-Résultats dans le sens Y pour chaque mode

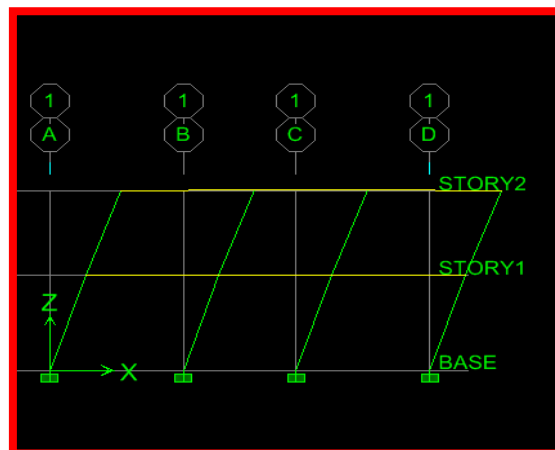
EY	1	U2	0	480.79	0	-2566.217	0	2872.702
EY	2	U2	0	0	0	0	0	0
EY	3	U2	0	0	0	0	0	0
EY	4	U2	0	33.21	0	34.105	0	198.41
EY	5	U2	0	0	0	0	0	0
EY	6	U2	0	0	0	0	0	0

-d-Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	All	All	0	482.48	0	2565.877	0	2882.833

-3-Visualisation des résultats graphique à l'écran

-a-Déplacements

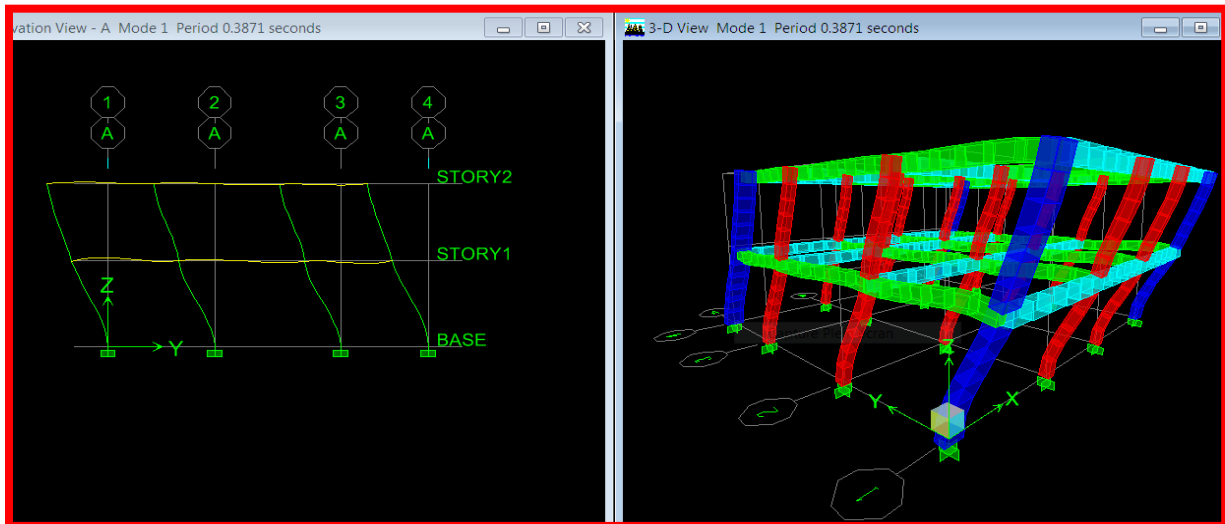


La déformée suivant le spectre EX

Par exemple le déplacement suivant la direction X dans le plancher du 3<sup>eme</sup> étage égale 0.6cm

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY2	D2	EX	0.0066	0	0

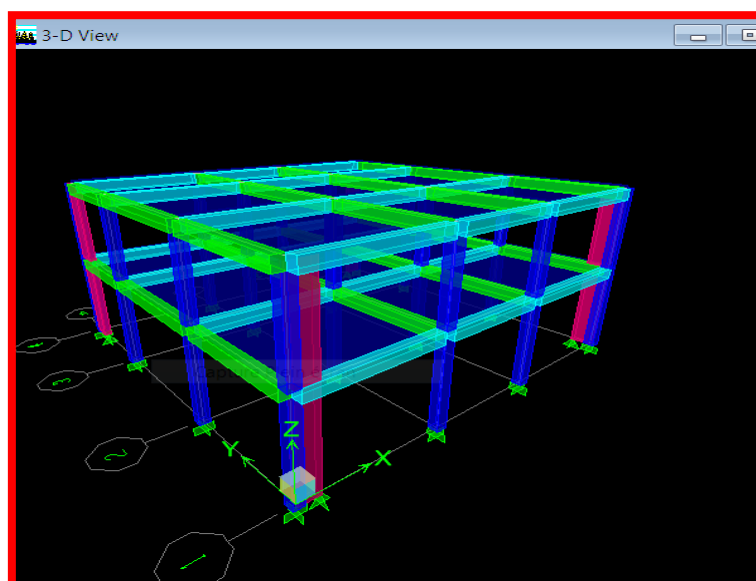
-b- Les déformées modales

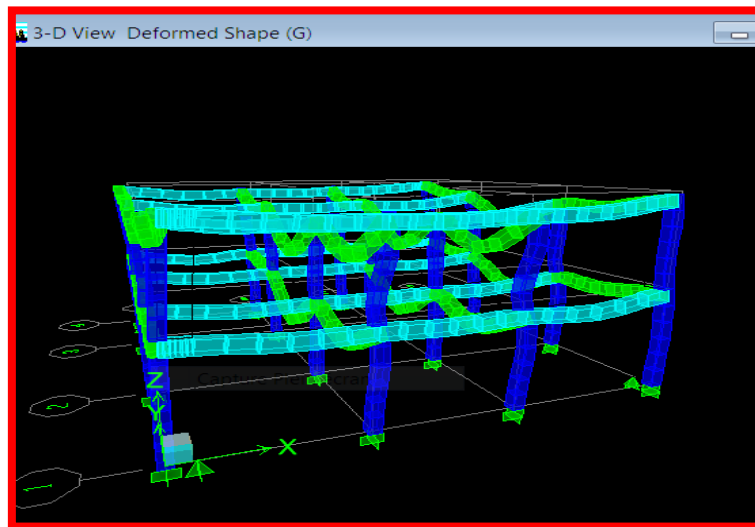


La Déformée modale selon le mode 1

**B. Etude du comportement de la structure sous voiles (Remplacement des poteaux rectangulaires par les voiles)**

- les voiles (20X80)



**.1. Analyser la structure****2/Visualisation des résultats****Période et participation modale :**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.27787	84.1085	0.2366	0	84.1085	0.2366
2	0.2694	0.2455	84.2927	0	84.354	84.5293
3	0.20767	0.0379	0.1448	0	84.3919	84.674
4	0.06024	15.56	0.0289	0	99.9519	84.703
5	0.05929	0.029	15.2919	0	99.9809	99.9949
6	0.04306	0.0191	0.0051	0	100	100

**Conclusion:**

La somme des masses modales dans le 5ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 84.29% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 84.10%.

**.2. Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :**

**.a. Résultats dans le sens X pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	415.83	22.05	0	-121.992	2299.171	-2261.354
EX	2	U1	1.21	-22.49	0	124.214	6.726	-141.494
EX	3	U1	0.19	0.37	0	-1.991	1.253	-0.129
EX	4	U1	93.03	4.01	0	-5.323	122.579	-483.68
EX	5	U1	0.17	-3.99	0	5.097	0.22	-24.789
EX	6	U1	0.11	0.06	0	-0.048	0.144	-1.137

**.b. Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	All	All	428.05	5.64	0	31.018	2310.214	2455.755

**.C. Résultats dans le sens Y pour chaque mode**

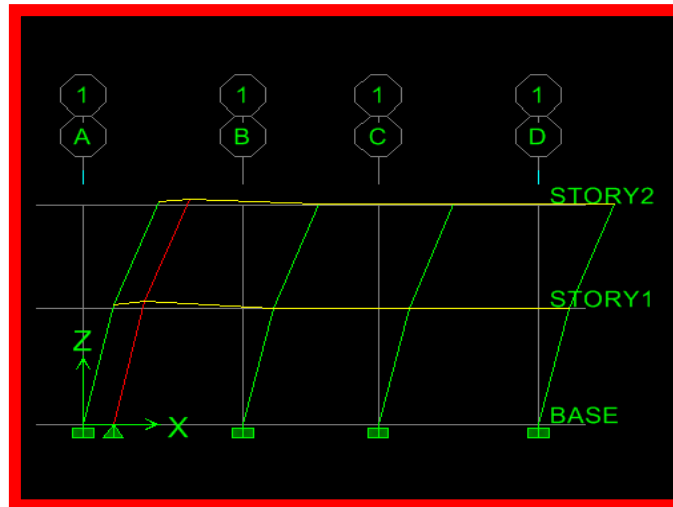
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	1	U2	22.05	1.17	0	-6.47	121.933	-119.927
EY	2	U2	-22.49	416.74	0	-2301.58	-124.634	2621.772
EY	3	U2	0.37	0.72	0	-3.891	2.449	-0.253
EY	4	U2	4.01	0.17	0	-0.229	5.284	-20.85
EY	5	U2	-3.99	91.52	0	-117.018	-5.059	569.118
EY	6	U2	0.06	0.03	0	-0.025	0.074	-0.586

**.d. Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	All	All	5.64	428.73	0	2312.9	31.032	2569.366

**.3. Visualisation des résultats graphique à l'écran**

.a. Déplacements

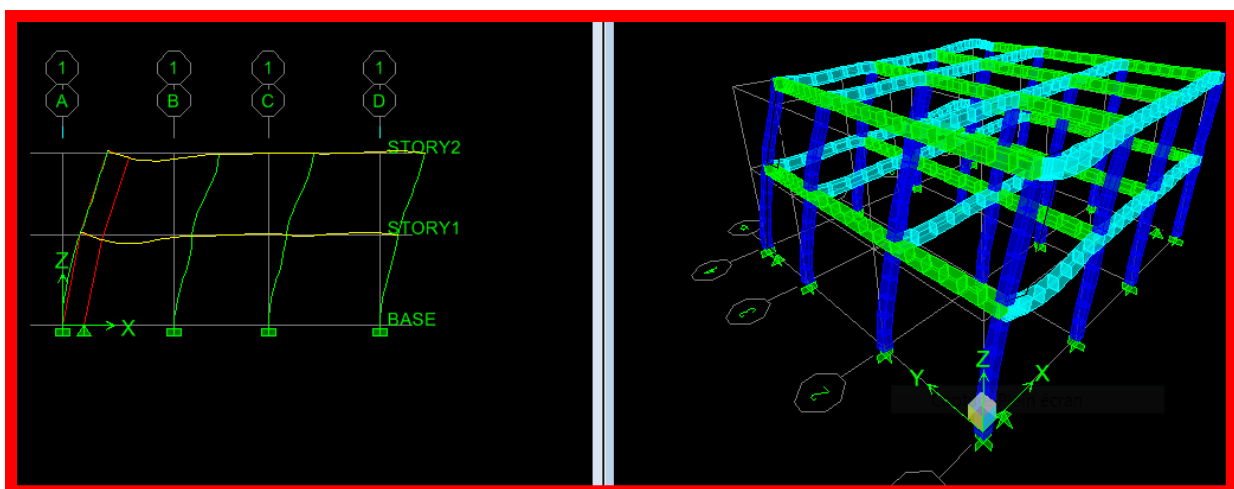


La déformée suivant le spectre EX

Par exemple le déplacement suivant la direction X dans le plancher du 3<sup>eme</sup> étage égale **0.31Cm**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY2	D2	EX	0.0031	0	0

.b. Les déformées modales

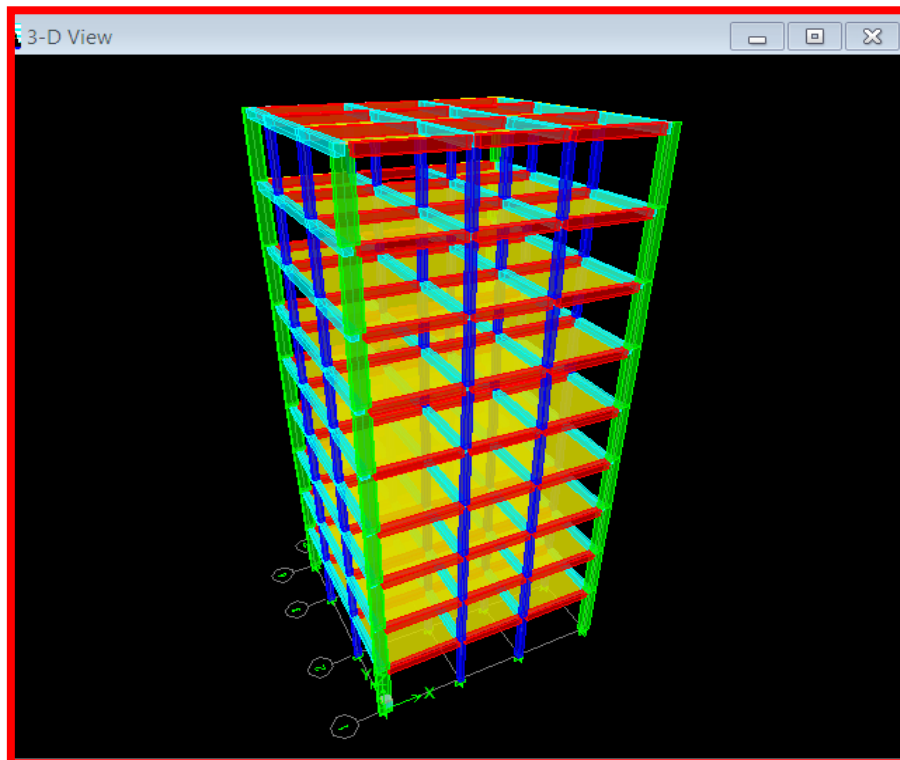


## .C. Influence de la hauteur du bâtiment sur les résultats (Déplacement et la période)

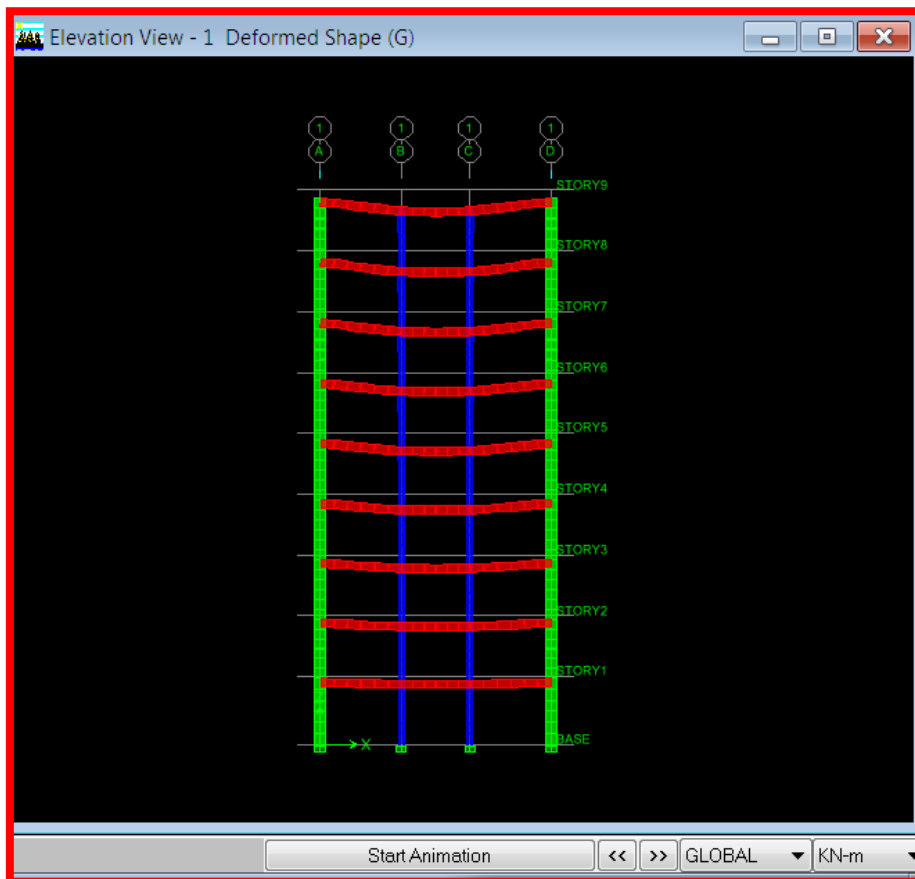
### .1. Caractéristiques géométriques

Le bâtiment est composée ; d'un rez de chaussée et 8étages.

Ses dimensions ses caractéristique sont les même que le bâtiment précédemment



**.2. Analyser la structure**



**.3. Visualisation et Exploitation des Résultats**

**a. Période et participation modale :**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.689641	0	83.7026	0	0	83.7026	0
2	1.607292	80.4194	0	0	80.4194	83.7026	0
3	1.362325	1.6885	0	0	82.1079	83.7026	0
4	0.555848	0	10.1358	0	82.1079	93.8384	0
5	0.520493	9.8382	0	0	91.9462	93.8384	0
6	0.443178	0.2076	0	0	92.1538	93.8384	0

**Conclusion:**

La somme des masses modales dans le 5ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 83.703% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 80.42%.

**.4.Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :**

**-a-Résultats dans le sens X pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	0	0	0	0	0	0
EX	2	U1	1010.35	0	0	0	19399.051	-5721.436
EX	3	U1	23.65	0	0	0	467.018	-134.214
EX	4	U1	0	0	0	0	0	0
EX	5	U1	255.73	0	0	0	-932.757	-1407.252
EX	6	U1	5.7	0	0	0	-22.647	-31.158
EX	7	U1	0	0	0	0	0	0
EX	8	U1	96.81	0	0	0	414.526	-562.445
EX	9	U1	2.2	0	0	0	9.755	-12.893
EX	10	U1	0	0	0	0	0	0
EX	11	U1	50.39	0	0	0	-26.045	-271.569
EX	12	U1	0	0	0	0	0	0

**.b. Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	All	All	1068.65	0	0	0	19653.259	6041.586

**.c. Résultats dans le sens Y pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	1	U2	0	1015.34	0	-19306.55	0	6066.641
EY	2	U2	0	0	0	0	0	0
EY	3	U2	0	0	0	0	0	0
EY	4	U2	0	263.47	0	1151.459	0	1574.209
EY	5	U2	0	0	0	0	0	0
EY	6	U2	0	0	0	0	0	0
EY	7	U2	0	88.11	0	-335.824	0	526.454
EY	8	U2	0	0	0	0	0	0
EY	9	U2	0	0	0	0	0	0
EY	10	U2	0	40.55	0	67.394	0	242.264
EY	11	U2	0	0	0	0	0	0
EY	12	U2	0	20.87	0	-47.865	0	124.704

**.d. Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

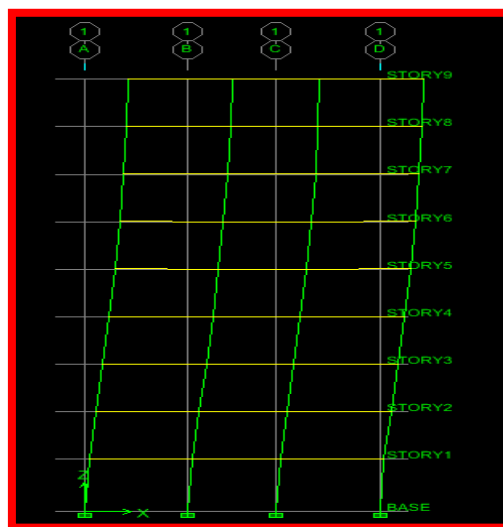
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	All	All	0	1062	0	19323.552	0	6345.435

**.5. Visualisation des résultats graphiques à l'écran**

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les différents résultats sous différentes formes.

**.a. Déplacements**

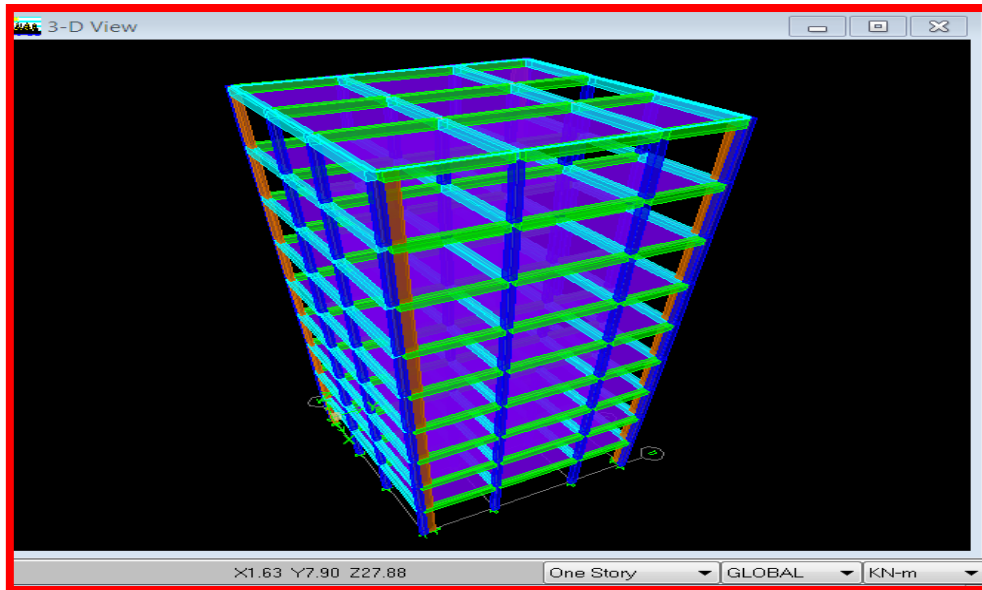
Avec le menu *Display*, il est possible de choisir *Show Déforme Shape* ou bien l'icône dans la barre d'outils flottante à l'interface. Pour visualiser les déplacements. La fenêtre suivante apparaît :



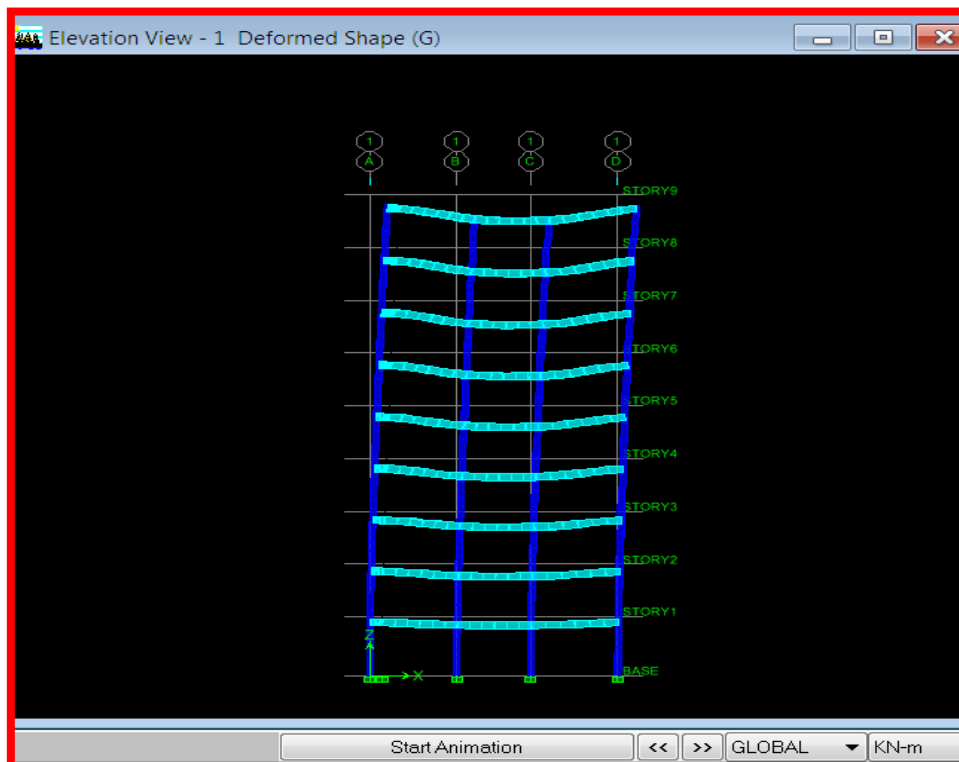
Par exemple le déplacement suivant la direction X dans le plancher du 3eme étage égale **7.26cm**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY9	D9	EX	0.0726	0	0

.II. Le portique mixte



.1. Analyser la structure



**.2. Visualisation et Exploitation des Résultats**

**a. Période et participation modale :**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.363559	77.225	2.3539	0	77.225	2.3539	0
2	1.349903	2.3951	77.1351	0	79.6201	79.489	0
3	1.093271	0.5897	0.0225	0	80.2098	79.5115	0
4	0.432749	10.0829	0.1174	0	90.2927	79.6289	0
5	0.425152	0.1173	10.844	0	90.41	90.4729	0
6	0.341784	0.0576	0.0124	0	90.4676	90.4853	0

**Conclusion:**

La somme des masses modales dans le 5ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 77.1351% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 77.225%.

**b. Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :**

**b.1. Résultats dans le sens X pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1009.84	130.68	0	-2513.564	19360.443	-4891.066
EX	2	U1	17.5	-134.12	0	2583.626	335.626	-899.663
EX	3	U1	17.14	2.29	0	-47.989	325.89	-82.62
EX	4	U1	266.34	25.82	0	75.024	-883.254	-1347.717
EX	5	U1	2.55	-27.06	0	-69.793	-8.373	-176.025
EX	6	U1	3.68	0.96	0	-1.211	-11.602	-14.986
EX	7	U1	94.97	6.63	0	-30.078	434.351	-491.796
EX	8	U1	0.51	-7.02	0	30.183	2.33	-44.789
EX	9	U1	1.17	0.43	0	-1.382	4.882	-3.997
EX	10	U1	50.21	3.18	0	0.667	-10.663	-265.135
EX	11	U1	0.22	-3.37	0	0.002	-0.069	-21.371
EX	12	U1	0.57	0.22	0	-0.273	0.073	-1.879

**b.2. Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	All	All	1081.94	13.36	0	244.033	19827.116	6091.398

**.b.3. Résultats dans le sens Y pour chaque mode**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	1	U2	130.68	16.91	0	-325.269	2505.348	-632.931
EY	2	U2	-134.12	1028.2	0	-19806.171	-2572.921	6896.848
EY	3	U2	2.29	0.31	0	-6.409	43.52	-11.033
EY	4	U2	25.82	2.5	0	7.273	-85.629	-130.657
EY	5	U2	-27.06	287.56	0	741.741	88.989	1870.732
EY	6	U2	0.96	0.25	0	-0.317	-3.034	-3.919
EY	7	U2	6.63	0.46	0	-2.101	30.344	-34.357
EY	8	U2	-7.02	97.29	0	-418.211	-32.283	620.586
EY	9	U2	0.43	0.16	0	-0.504	1.783	-1.46
EY	10	U2	3.18	0.2	0	0.042	-0.676	-16.804
EY	11	U2	-3.37	50.8	0	-0.026	1.038	322.579
EY	12	U2	0.22	0.09	0	-0.108	0.029	-0.741

**.b.4. Résultats dans le sens X pour tous les modes et directions**

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	All	All	13.36	1098.43	0	20139.284	243.488	6582.262

**.3. Visualisation des résultats graphiques à l'écran**

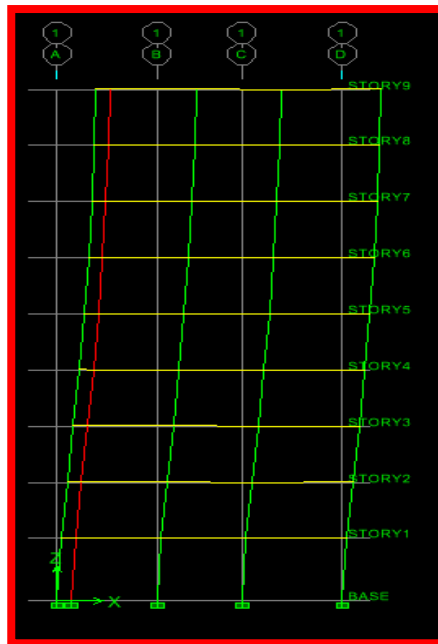
L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les différents résultats sous différentes formes.

**..a. Déplacements**

Avec le menu *Display*, il est possible de choisir *Show Déforme Shape* ou bien l'icône dans la barre d'outils flottante à l'interface. Pour visualiser les déplacements. La fenêtre suivante apparaît :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY9	D9	EX	0.0694	0.0009	0

Par exemple le déplacement suivant la direction X dans le plancher du 3<sup>eme</sup> étage égale 6.9cm



La Déformée modale selon le mode 1

### Interprétation des résultants

#### A. Influence des sections rectangulaire sur la rigidité des portiques Auto stable.

R+1

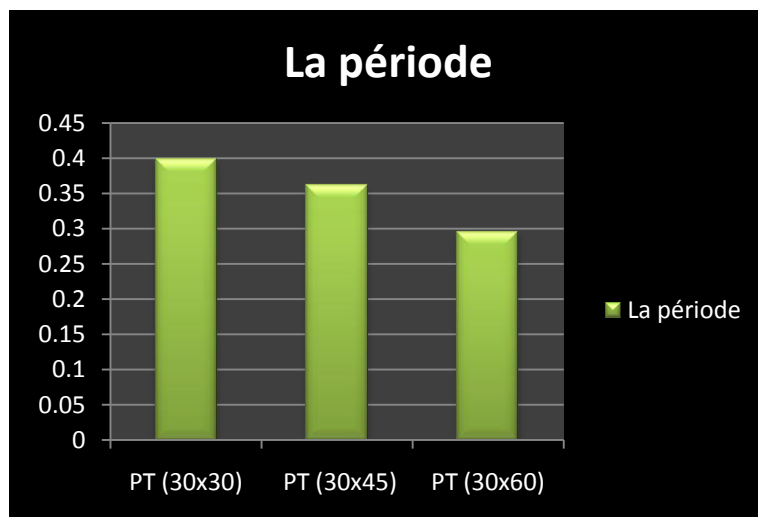


Figure V.1. Variation de la période en fonction de la section des poteaux.

- L'effort tranchant a la base dans le sens ( x-x)

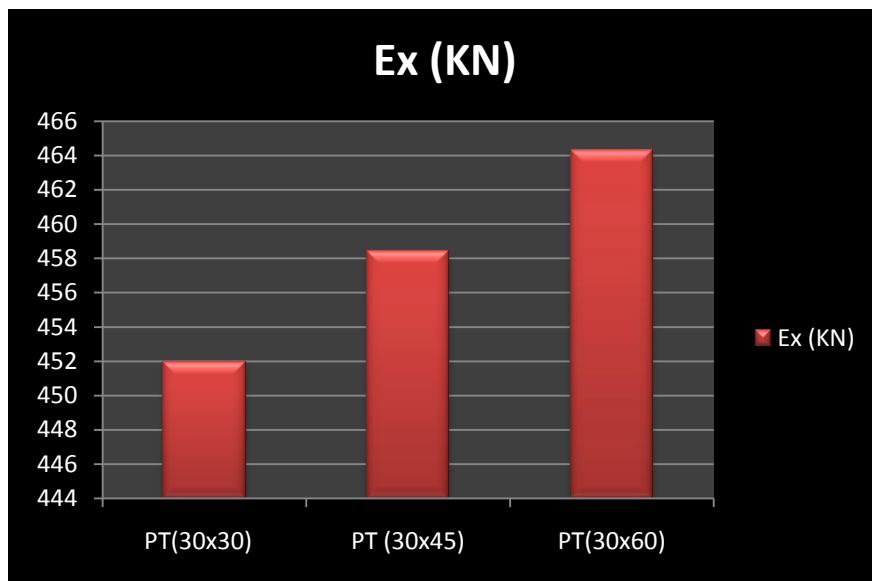


Figure V.2.Variation de l'effort tranchant sens (x-x) en fonction de la section des poteaux.

- L'effort tranchant a la base dans le sens (y-y)

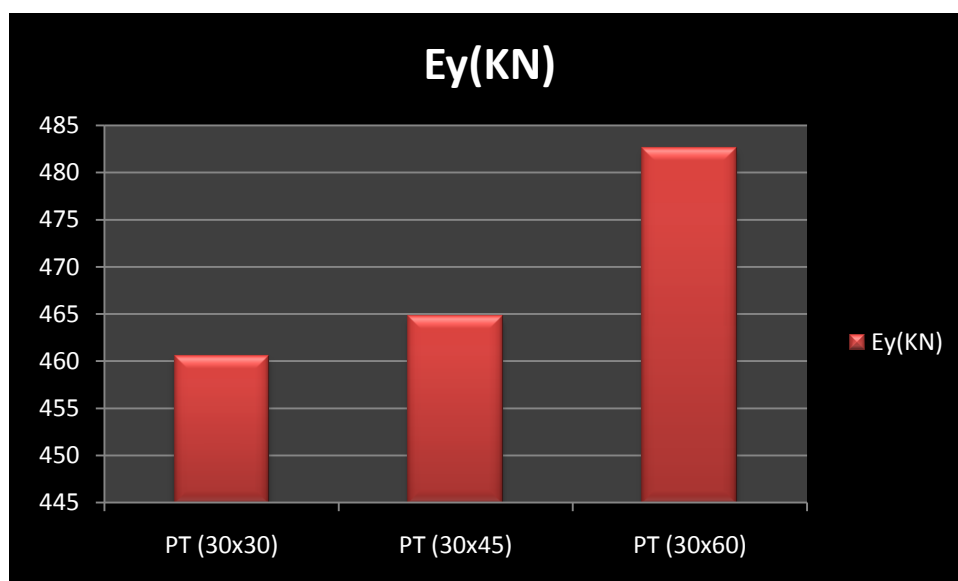


Figure V.3. Variation de l'effort tranchant sens (y-y) en fonction de la section des poteaux

- Le déplacement

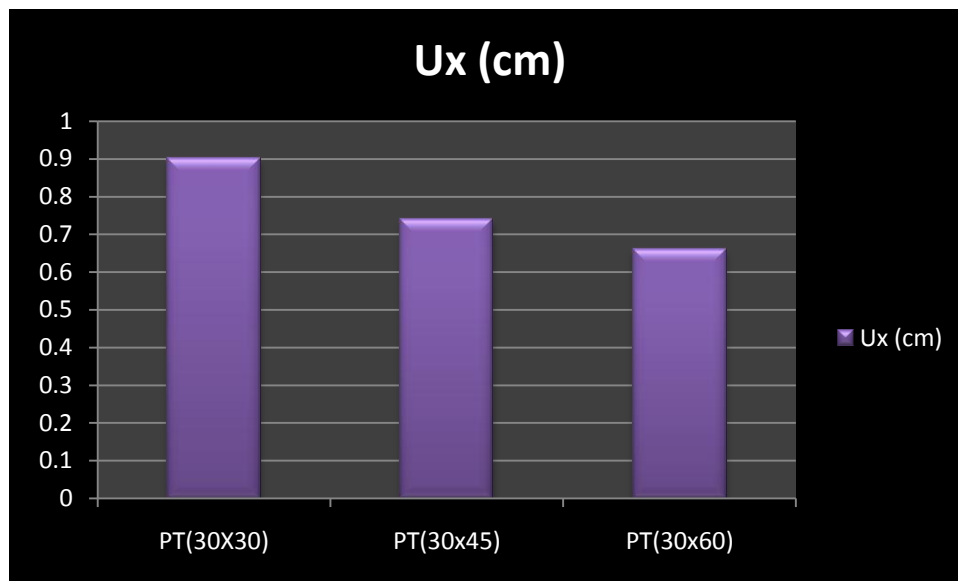


Figure V.4.Variation de déplacement en fonction de la section des poteaux.

## B. Etude du comportement de la structure sous voiles (Remplacement des poteaux rectangulaires par les voiles)

1/R+1

- La période

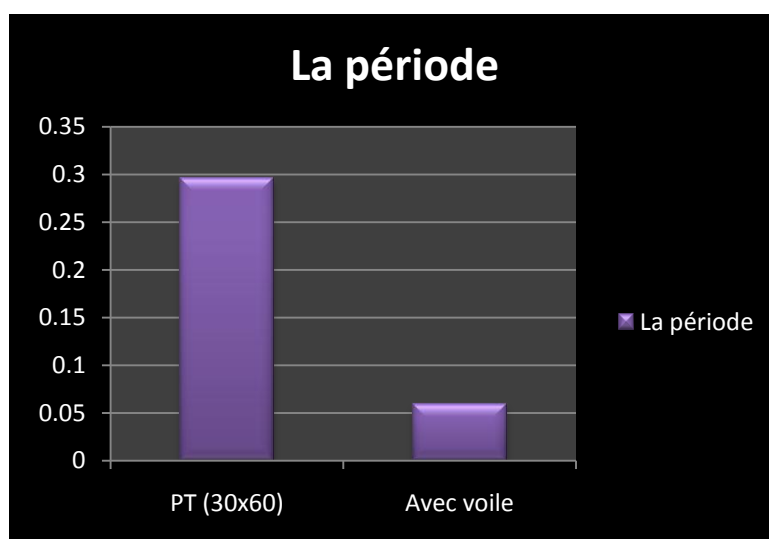


Figure V.5.Variation de la période.

- L'effort tranchant a la base dans le sens ( x-x)

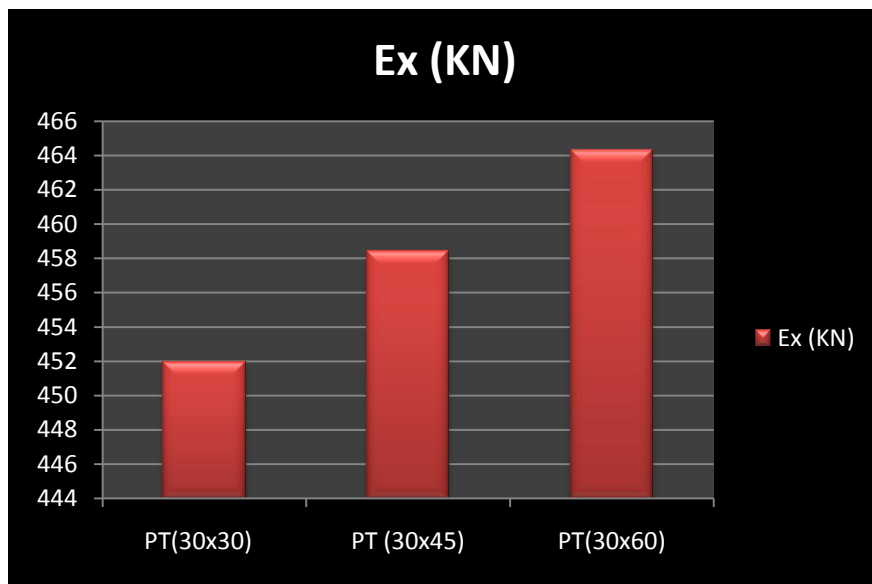


Figure V.2.Variation de l'effort tranchant sens (x-x) en fonction de la section des poteaux.

- L'effort tranchant a la base dans le sens (y-y)

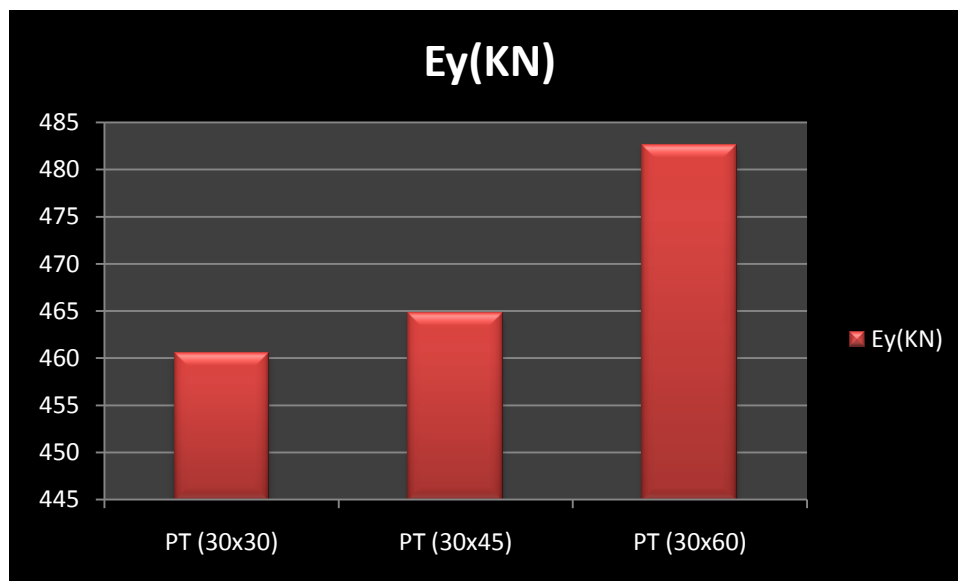


Figure V.3. Variation de l'effort tranchant sens (y-y) en fonction de la section des poteaux

- L'effort tranchant a la base dans le sens (x-x)

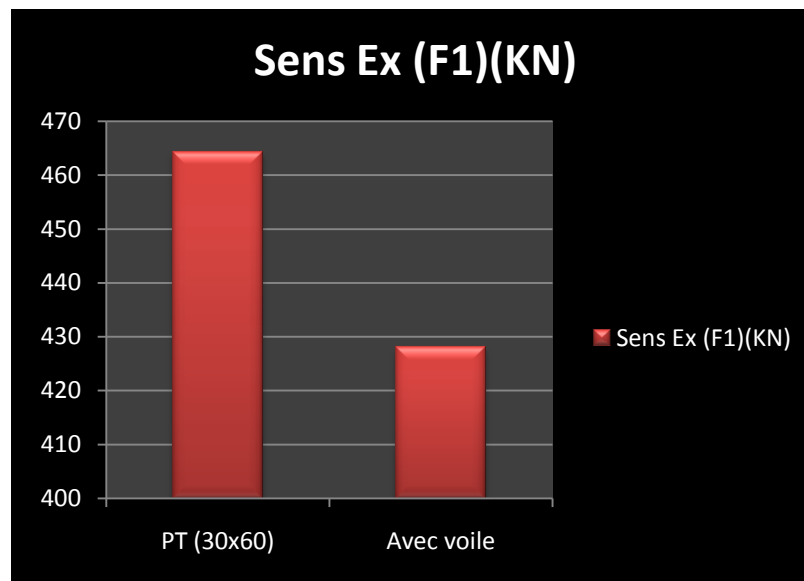


Figure V.6. Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens (x-x)

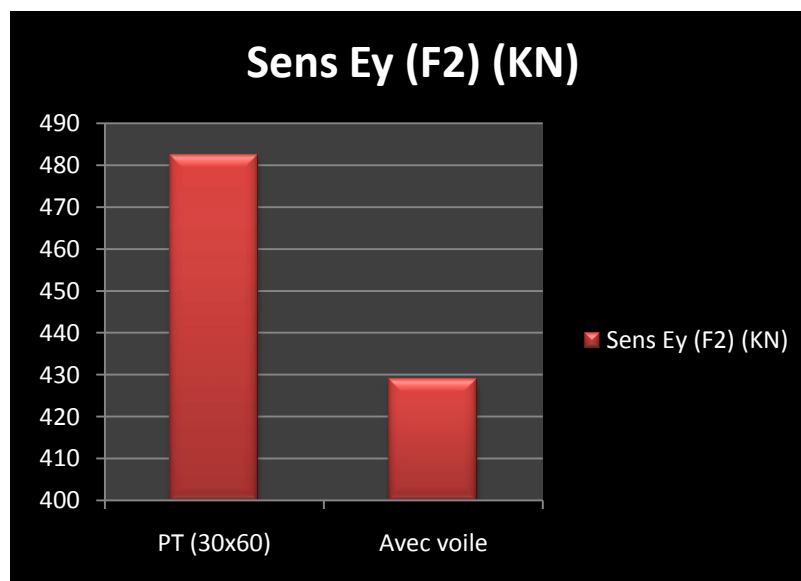


Figure V.7. Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens (y-y)

- Le déplacement

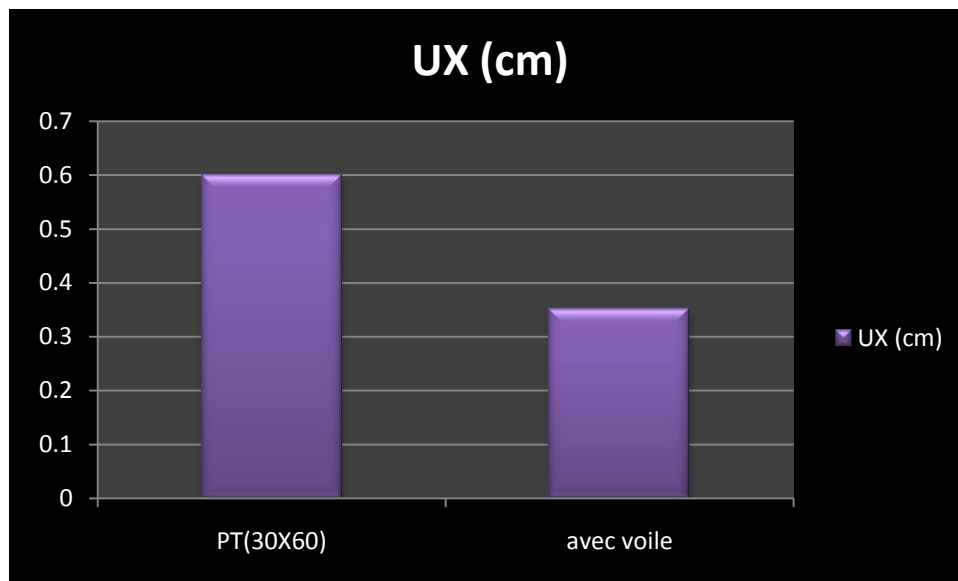


Figure V.8. Variation de déplacement.

**C. Influence de la hauteur du bâtiment sur les résultats de l'état (le déplacement et la période)**

2/R+8

- La période

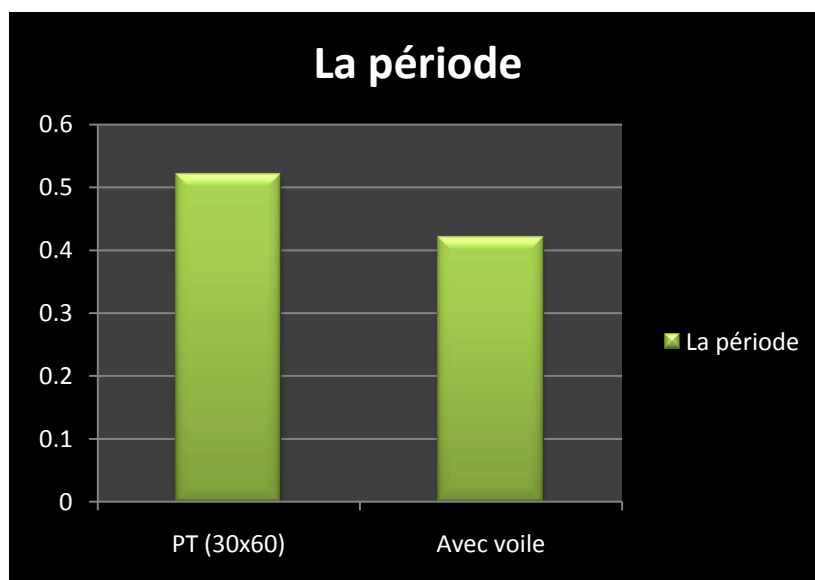


Figure V.9. Variation de la période.

- L'effort tranchant a la base dans le sens (x-x)

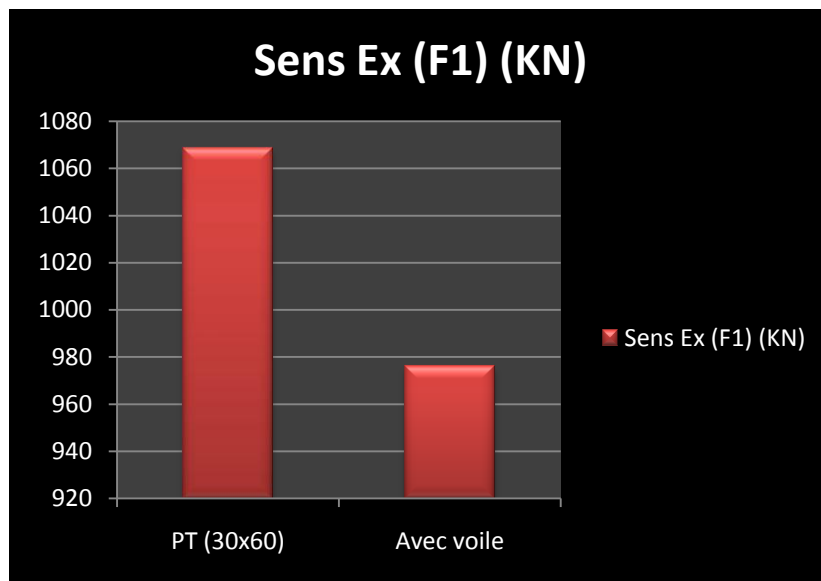


Figure V.10. Effort tranchant dans le sens (x-x).

- L'effort tranchant a la base dans le sens (y-y)

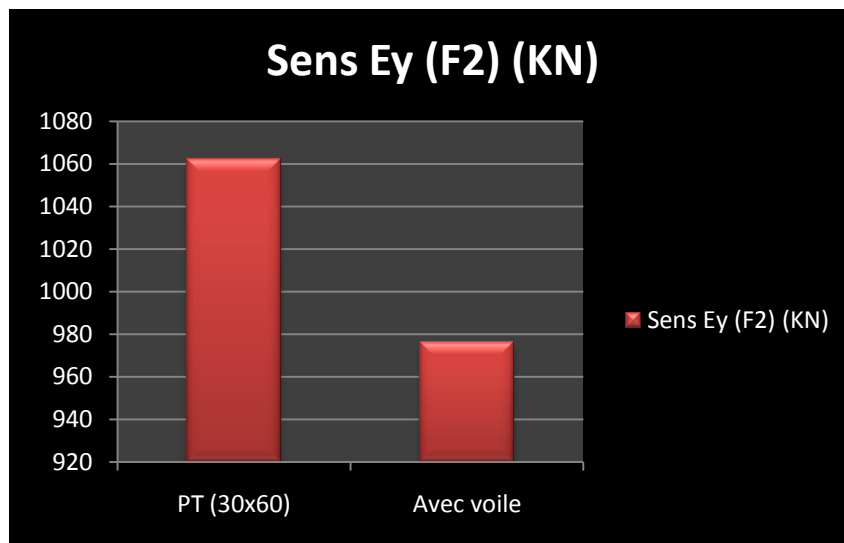


Figure V.11. Variation de l'effort tranchant dans le sens (y-y).

- Le déplacement

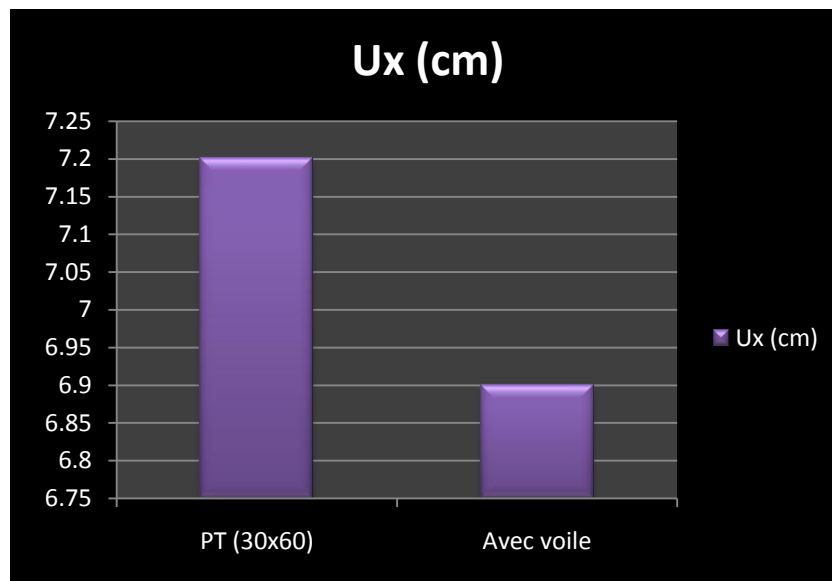


Figure V.12. Variation de déplacement.

- Les Commentaires

-Nous remarquons en premier lieu que l'effort tranchant à la base donné par le logiciel ETABS varie proportionnellement avec la période propre (figure 2,3) et (figure 1).

Ainsi que relativement au déplacement du dernier étage (voir figure 4).

- par contre la section des poteaux ne se varie pas proportionnellement en fonction de la largeur des poteaux et ceci dans les deux sens.

-La période donnée pour le système à poteaux (30x60) est beaucoup plus élevée par rapport à la période donnée pour le système mixte ainsi de même pour les déplacements.

-Par contre pour la structure auto stable (R+8) le déplacement donné en dernier niveau est presque le même pour le cas d'un bâtiment mixte (R+8) (voir figure 12)

## I. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99 V 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{AXDXQ}{R} \cdot W$$

$D$  : est un facteur d'amplifications dynamiques moyennes, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement, et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA99 V2003}$$

Avec :

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du [RPA 99 V2003]

$T_1 = 0,15$  sec (4.7 RPA 99 / version 2003).

$T_2 = 0,50$  sec (pour un site meuble S3).

La période fondamentale ( $T$ ) (empiriques) de la structure à la structure à utiliser est donnée par le RPA99 V2003 par les formules suivantes :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \text{Formule 4.6 RPA99/V2003}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{Formule 4.7 RPA99/V2003}$$

$h_N$  : Hauteur mesure en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement,

$L$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	$C_T$	$h_N$	$T$	$T_2$	$\eta$	$D$	$R$
<b>Structure Auto stable</b>	0.075	6.46	0.40	0.5	0.8	2	3.5
<b>Structure mixte</b>	0.05	6.46	1.68	0.5	0.76	1.9	5

**Tableau V.1 : les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen.**

**a) R+1**

<b>structure</b>	<b>PT (30x30)</b>	<b>PT (30x45)</b>	<b>PT (30x60)</b>	<b>Structure mixte</b>
<b>W(t) (KN)</b>	2596.7	2625.76	2767.68	2683.37

**Tableau.2 : Poids totale de la structure**

**b) R+8**

	$C_T$	$h_N$	$T$	$T_2$	$\eta$	$D$	$R$
<b>Structure auto stable</b>	0.075	27.88	1.68	0.5	0.8	0.89	3.5
<b>Structure mixte</b>	0.05	27.88	1.36	0.5	0.76	0.98	5

**Tableau V.3 : les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen.**

<b>structure</b>	<b>PT (30x60)</b>	<b>Structure mixte</b>
<b>W(t) (KN)</b>	14448.7	12122.07

**TableauV. 4 : Poids totale de la structure**

### Remarque :

Le poids est plus élevé entre le cas mixte et le cas poteau (30x60).

### A/ Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

D'après l'article du **RPA99/2003 (4.3.6)** La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :

$$V_t > 0.8 V$$

### 1/Premier cas : structure R+1

structure	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	V <sub>st</sub> (KN)	0.8V <sub>st</sub>
Avec pt (30x30)	465.63	469.12	534.17	427.34
Avec pt (30x45)	451.92	460.54	540.16	432.12
Avec pt (30x60)	464.33	482.48	553.53	442.82
Structure mixte	428.05	428.73	524.33	419.46

**Tableau V.5: Les valeurs des résultantes sismique à la base.**

Donc la condition de RPA99 cite précédemment est vérifiée.

### 2/Douzième cas : structure R+8

structure	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	V <sub>st</sub> (KN)	0.8V <sub>st</sub>
Avec pt (30x60)	1068.65	1062	1335.7	1068.56
Structure mixte	975.93	976.38	855.33	684.26

**Tableau V.6: Les valeurs des résultantes sismique à la base.**

Donc la condition de RPA99 cite précédemment est vérifiée.

**Remarque :** le même constant en poids et de même pour l'effort tranchant

### 2/ Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad \text{(formule 4-19 de RPA 99)}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99)}$$

I/ structure R+1

A/ Première cas PT (30x30)

NIVEAU	$\delta_1$ (m)	$\delta_2$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
<b>1</b>	0.0092	0.009	0.0035	0.0034	0.031	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0057	0.0056	0.0057	0.0056	0.034	<b>C.V</b>

Tableau V.7 : Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$ , PT (30x30)

B/ Douzième cas PT (30x45)

NIVEAU	$\delta_1'$ (m)	$\delta_2'$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
<b>1</b>	0.0074	0.0084	0.0032	0.0033	0.031	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0042	0.0051	0.0042	0.0042	0.034	<b>C.V</b>

Tableau V.8: Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$ , PT (30x45)

C/ Troisième cas PT (30x60)

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
<b>1</b>	0.0066	0.0085	0.0033	0.0035	0.031	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0033	0.005	0.033	0.005	0.034	<b>C.V</b>

Tableau V. 9: Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$ , PT (30x60)

#### D/ Quatrième cas structure mixte

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
<b>1</b>	0.0031	0.0029	0.0018	0.0017	0.031	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0013	0.0012	0.0013	0.0012	0.034	<b>C.V</b>

**Tableau V. 10: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, structure mixte.**

**Remarque :** Nous constatons que le déplacement du dernier niveau cas avec voiles est presque de moitié de celui système portique avec poteaux (30x60).

#### I/ structure R+8

##### A/ Première cas portique Auto stable avec poteaux (30x60).

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
<b>8</b>	0.0726	0.0786	0.0024	0.0032	0.031	<b>C.V</b>
<b>7</b>	0.0702	0.0754	0.0047	0.0049	0.031	<b>C.V</b>
<b>6</b>	0.0655	0.0705	0.0063	0.0067	0.031	<b>C.V</b>
<b>5</b>	0.0592	0.0638	0.0079	0.0082	0.031	<b>C.V</b>
<b>4</b>	0.0513	0.0556	0.0093	0.0095	0.031	<b>C.V</b>
<b>3</b>	0.042	0.0461	0.0104	0.0106	0.031	<b>C.V</b>
<b>2</b>	0.0316	0.0355	0.0113	0.0115	0.031	<b>C.V</b>
<b>1</b>	0.0203	0.024	0.0116	0.0122	0.031	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0087	0.0118	0.0087	0.0118	0.034	<b>C.V</b>

**Tableau V.11 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, portique Auto stable.**

## B/ Structure mixte

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
8	0.069	0.0677	0.0046	0.0038	0.031	C.V
7	0.0644	0.0639	0.0100	0.0102	0.031	C.V
6	0.0598	0.0588	0.0062	0.0065	0.031	C.V
5	0.0536	0.0523	0.0077	0.0077	0.031	C.V
4	0.0459	0.0446	0.0088	0.0088	0.031	C.V
3	0.0371	0.0358	0.0099	0.0097	0.031	C.V
2	0.0272	0.0261	0.0100	0.0102	0.031	C.V
1	0.0166	0.0159	0.0099	0.01	0.031	C.V
RDC	0.0061	0.0059	0.0061	0.0061	0.034	C.V

**Tableau V.12 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey, Structure mixte**

### Remarque

Nous constatons que les déplacements des deux derniers étage presque le même dans le cas du système portique avec poteaux (30x60) et le même système avec voile (20x80)

## Conclusion

Plusieurs points peuvent être relevés de cette étude à savoir :

- La période de vibration de la force sismique appliquée est directement à la rigidité et à la section des poteaux,
- La période donnée pour des poteaux de section (30x60) choisis dans le de la grande portée du bâtiment (suivant l'axe faible) est presque la même période obtenue pour la structure mixte à voile et ceci pour la structure en (R+8), donc la hauteur à un effet considérable sur les résultats ainsi sur le choix à prendre après cette étude.
- De même pour les déplacements trouvés et l'effort tranchant à la base.

Nous ne concluons que la méthode de muto qui nous renseigne sur la rigidité de la structure

Ainsi que sur le type de contreventement vient compléter notre étude.

Nous finalisons sur le constat de l'importance et de l'effet des poteaux rectangulaires sur le comportement des structures auto stable et de la possibilité de les substitués par des voiles ou l'inversement.

### Perspective de l'étude :

- **Influence de la position des poteaux rectangulaires sur la rigidité des portiques auto stable des bâtiments à (R+1) et plus.**
- **Le problème de torsion dans les structures irrégulière en injectant des poteaux de (30x60).**

## **Références Bibliographiques**

**1) TH. HENRY: « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENTS », PARIS,**

**2) J. PERCHAT., J.ROUX : « PRATIQUE DU BAEL 91, COURS AVEC EXERCICES CORRIGES », 4eme EDITION. EYROLLES, 1991.**

**3) A. COIN : « OSSATURES DES BATIMENTS », EDITION. EYROLLES, 1981.**

**4) Règles BAEL 91 révisées 99 février 2000 DTU P 18-702.**

**5) REGLES PARASISMIQUESALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.**