

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** :

Filière : Génie Civil

Option : Structure

Thème :

**Analyse non linéaire d'un bâtiment en Rez-de
chaussée avec quatre étages en béton armé**

Présenté par :

- Zahira Mekki
- Nadia Slimani

Promoteur :

- Dr H.Djouabi

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant qui m'a donné la force et la volonté de réaliser et achever ce travail.

Nous remercions tout d'abord le Docteur Hamza DJOUABI de nous avoir proposé ce sujet de mémoire, de l'attention qu'il a portée à notre travail. Nous le remercions pour ses conseils qui ont contribué l'élaboration de ce travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs (D^r BOUAMRA, M^r AOUARI), et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à notre questions durant nos recherches.

Nos sincères remerciements sont aussi adressés envers nos collègues pour un temps agréable et une ambiance exemplaire passée ensemble.

Enfin, toute notre gratitude, notre reconnaissance et nos très vifs remerciements à nos parents ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin et en particulier l'ensemble des enseignants de notre parcours du niveau primaire à l'université et en particulier M^r Hassen MOULAY.



Dédicaces

À mes parents,

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

À mes frères et mes sœurs,

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. À cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrons le fruit de mon travail.

À mes très chers amis,

Surtout Hakima, Saida et Rania

À ma binôme Zehira et sa famille, et ceux qui me tiennent à cœur.

Nadia



Dédicaces

À mes parents,

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

*À mes frères et mes sœurs, mes neveux et mes nièces en particulier
Nissou*

*J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi.
À cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrons le fruit de mon travail.*

À mon fiancé Amine, je te dédise ce travail.

À mes très chers amis,

Surtout Bouchra, Saida et Rania

À ma binôme Nadia et sa famille, et ceux qui me tiennent à cœur.

Zahira

Résumé

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes.

La méthode "Push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

La plupart des travaux concernant cette méthode ont été menés sur des structures en portiques. Dans notre étude, nous avons introduit des voiles qui sont devenus obligatoires en zone sismique.

Mots clés : analyse non linéaire, parasismique, poussée progressive, voile

Abstract

Non linear analysis is necessary for structures subjected to earthquakes.

" Push-over" analysis is a new method simple and practical used to plot the " capacity curve" which is compared to the "seismic demand" in order to evaluate the "performance point" of the structure. This procedure is the basis of the so called "performance conception" .

Most of the works about this method were led on frame structures only. In our study, we have considered structures with rigid wall as mentioned by codes in seismic zone.

Key words: Non linear analysis, Push-over.performance conception. rigid wall .

ملخص

إن التحليل غير الخطي أصبح ضروريا بالنسبة للمنشآت المتعرضة للزلازل.

و إن الطريقة المعروفة ب : "Push-over" هي طريقة بسيطة وعملية لرسم "منحنى القدرة" الذي يقارن ب "منحنى الطلب الزلزالي" لتحديد "نقطة الجودة" للمنشأ. وهذا ما يمثل أساس التصميم المضاد للزلازل المعروف ب:"التحليل بالجودة" معظم الاشغال المنجزة على هذه الطريقة أجريت على منشآت ذات هياكل.

وفي دراستنا هذه قمنا بإضافة جدران متينة كما تنص عليه القوانين المضادة للزلازل في المناطق المتعرضة لها.

كلمات مفتاحية: التحليل غير الخطي. التصميم المضاد للزلازل الدفع المتزايد. جدران متينة.

Sommaire

I. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.....	2
I.1. Présentation et description de l'ouvrage	2
I.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	2
I.2.1 En plan :	2
I.2.2 En élévation :	2
I.3. Données sismique de l'ouvrage	3
I.4. Matériaux utilisés	4
I.4.1 Béton :	4
I.4.2 Les aciers :	7
I.5. Choix du système porteur – ossatures :	9
II. Pré-dimensionnement des éléments	10
II.1 Introduction :	10
II.2 Plancher à corps creux :	10
II.2 Les balcon :	11
II.3 Les poutres :	12
II.3.1 Poutres principales :	12
II.3.2 Poutres secondaires :	12
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	12
II.5 Les poteaux :	14
II.6 Evaluation des charges et sur charges (DTR B.C.2.2) :	14
- Les charges permanentes (G)	14
II.6.1 Les surcharge d'exploitations :	15
II.6.2 Les charges permanentes :	15
II.7 La dégression des charges :	15
II.7.1 Charges et surcharges revenants au poteau le plus sollicités:	16
II.7.2. Calcul des poids propres des éléments :	17
II.8 Vérification des poteaux selon RPA99 vs2003 (Art 7.4.1) :	18
II.9 Vérification des poteaux au flambement :	18
III. Etude dynamique et sismique	21
III.1 Etude dynamique:	21
III.1.1. Objectif de l'étude dynamique	21
III.1.2. Modélisation de la structure :	21
III.1.3. Etapes de modélisation	21

III.1.4. Caractéristiques géométriques de la structure :	23
III.1.5 Calcul de la période fondamentale :	25
III.1.6 Nombre de modes à considérer :	25
II.1.7 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires	26
III.2 Etude sismique:	28
III.2.1 Introduction:	28
III.2.2. Choix de la méthode de calcul :	28
III.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	28
III.2.4. Méthode statique équivalente :	33
III.2.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :	35
III.2.6 Vérifications :	36
IV. Calcul des éléments structuraux	40
IV.1 Introduction :	40
IV.2 Ferrailage des poteaux :	40
IV.2.1 Ferrailage longitudinale :	41
IV.2.2 Calcul d'armature transversale :	46
IV.2.3 Vérification :	49
IV.3 Ferrailage des poutres :	51
VI.3.1 Recommandation de RPA 99 V2003 :	51
IV.3.2 Recommandation du BAEL 91 :	52
IV.3.3 Exemple de calcul :	54
IV.3.4. Ferrailage longitudinal des poutres :	58
IV.3.5 Ferrailage transversale des poutres :	62
IV.3.6 Vérification :	64
.....	69
IV.4. Ferrailage des voiles :	69
IV.4.1. Introduction :	69
IV.4.2. Les combinaisons d'action :	70
IV.4.3. Recommandations de RPA :	70
IV.4.4 Exposé de la méthode :	72
IV.4.5 Vérification :	74
IV.4.6 Exemple du calcul :	74
IV.4.7 Vérification de contrainte de cisaillement:	76
V. Analyse non linéaire	75
V.1 Introduction :	75

V.2 Définition de l'analyse pushover :	76
V.4 Origine de l'analyse pushover :	76
V.5 Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over » :	77
V.6 Courbe de capacité :	77
V.7 Point de performance :	77
V.8 Rotules plastiques :	78
V.9 Spectre de demande :	79
V.10 Définition du comportement non linéaire de la structure :	79
V.10.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutre :	79
V.10.2 Définition du comportement non linéaire des voiles :	81
V.11 Définition du chargement de l'analyse push over :	83
V.11.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires:	83
V.11.2 : Définition de l'analyse sous charges horizontals:	84
V.11.3 : Définition le spectre de reponse:	85
V.12 Résultats de l'analyse pushover	85
V.12.1 L'analyse pushover dans les deux sens Pour visualiser la courbe de capacité :	85
V.12.2 Le point de performance :	86
V.12.3 Développement des Rotules Plastiques / SAP2000 :	89
Conclusion général :	75
Références bibliographiques	76

Liste des Figures

I. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Figure I. 1 Facade principale.....	3
Figure I. 2 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	5
Figure I. 3 Diagramme de calcul à l'ELU ou diagramme parabole-rectangle	6
Figure I. 4 diagramme de calcul a l'ELS.....	7
Figure I. 5 Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.....	8

II. Pré-dimensionnement des éléments

Figure II. 1 Schémas d'un plancher au corps creux.....	10
Figure II. 2 Coupe de voile en élévation	13
Figure I.I 3 Coupes de voiles en plan.....	13
Figure II. 4 Surface d'influence du poteau	16

III. Etude dynamique et sismique

Figure III. 1 Modélisation de la structure (Vue en plan)	22
Figure III. 2 Modélisation de la structure (vue en 3D).....	23
Figure III. 3 Vue en élévation	26
Figure III. 4 Vue en plan	26
Figure III. 5 Vue en élévation	27
Figure III. 6 Vue en plan	27
Figure III. 8 Vue en plan	27
Figure III. 7 Vue en élévation	27

IV. Calcul des éléments structuraux

Figure IV. 1 Les forces que agissant sur un poteau.....	40
Figure IV. 2 Schéma de ferrailage des poteaux.....	51
Figure IV. 3 Plan de repérage des poutres.....	58
Figure IV. 4 Shéma de ferrailage des poutres principales.....	68
Figure IV. 5 Shéma de ferrailage des poutres secondaires.....	69
Figure IV. 6 Sollicitation des voils.....	70
Figure IV. 7 Disposition des armatures verticales dans le voile	71

V. Analyse non linéaire

Figure V. 1 Endommagement correspondant[3].....	75
Figure V. 2 Courbe de capacité spectrale (ATC 40) [3].	78
Figure V. 3 Transformation ADRS du spectre de réponse [5].	79
Figure V. 4 Ferrailage de poteau	80
Figure V. 5 Ferrailage de poutre	80

Figure V. 6 la loi de comportement de rotule plastique	80
Figure V. 7 Introduction des rotules plastiques des poteaux(V2, V3, PMM)	81
Figure V. 8 Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales	83
Figure V. 9 Détermination du noeud de contrôle	84
Figure V. 10 Définition du chargement de l'analyse push over sens xx	84
Figure V. 11 Spectre de RPA	85
Figure V. 12 Résultats de l'analyse push over	85
Figure V. 13 les courbe de capacité sens x et y	86
Figure V. 14 Détermination du point de performance X-X	86
Figure V. 15 Détermination du point de performance Y-Y	87
Figure V. 16 Courbe de capacité-demande sens X	87
Figure V. 17 Courbe de capacité-demende sens Y	88
Figure V. 18 Courbe de capacité dans la forme (Sa_{SD}) X-X	89
Figure V. 19 Courbe de capacité dans la forme (Sa_{SD}) Y-Y	89
Figure V. 20 Loi de comportement de la rotule plastique[8].	89
Figure V. 21 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 1	90
Figure V. 22 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 2	90
Figure V. 23 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 3	91
Figure V. 24 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 4	91
Figure V. 25 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 5	92
Figure V. 26 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 6	92
Figure V. 27 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 7	93
Figure V. 28 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 1	94
Figure V. 29 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 2	94
Figure V. 30 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 3	95
Figure V. 31 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 4	95
Figure V. 32 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 5	96
Figure V. 33 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 6	96
Figure V. 34 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 7	97
Figure V. 35 Développement des Rotules Plastiques.....	97

Liste des Tableaux

II. Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II. 1 Estimations des charges d'exploitations	15
Tableau II. 2 Estimations des charges permanentes	15
Tableau II. 3 Récapitulatif de la descente de charge	17
Tableau.II. 4 Vérification au flambement	19

III. Etude dynamique et sismique

Tableau III. 1 centre de masse et de rigidité des différents niveaux	24
Tableau III. 2 Mode de vibration et participation massique	26
Tableau III. 3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)	31
Tableau III. 4 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)	31
Tableau III. 5 Combinaisons des réponses modales.....	33
Tableau III. 6 Les forces sismique par la méthode statique équivalent.....	35
Tableau III. 7 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	35
Tableau III. 8 vérification des déplacements inter-étage.....	36
Tableau III. 9 vérification de l'effet P- Δ	37
Tableau III. 10 vérification d'équilibre d'ensemble.....	38
Tableau III. 11 Vérification de l'effort normal réduit.....	39

IV. Calcul des éléments structuraux

Tableau IV. 1 Caractéristiques mécanique des matériaux.....	41
Tableau IV. 2 Ferrailage maximale et minimale	42
Tableau IV. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS.....	43
Tableau IV. 4 Ferrailage longitudinal	46
Tableau IV. 5: Armature transversale (Zone courante).....	48
Tableau IV. 6: Armature transversale (Zone nodale).....	48
Tableau IV. 7 combinaisons de charges	51
Tableau IV. 8 caractéristiques des poutres	52

Liste des Notation

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

σ_{bc} : Contrainte du béton

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier

σ_s : Contrainte d'acier

$\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

B_r : Section réduite
 M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime
 M_s : Moment fléchissant à l'état limite service
 M_t : Moment en travée
 M_a : Moment en appuis
 V : Effort tranchant
 N : Effort normal
 A : Coefficient d'accélération de zone
 D : Facteur d'amplification dynamique
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 W : Poids total de la structure
 W_i : Poids sismique au niveau « i »
 C_t : Coefficient de période
 ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
 ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale
 S_t : Espacement
ELU : Etat limite ultime
ELS : Etat limite service

Introduction générale

Notre projet de fin d'étude consiste à analyser le comportement d'une structure en béton armé R+4+comble à usage d'habitation par la méthode dynamique et la méthode statique non linéaire, afin de mieux prédire sa réponse sismique et d'adopter le dimensionnement nécessaire selon les règlements en vigueur. Pour cela nous avons utilisé l'ETABS pour le calcul dynamique et le SAP2000 pour le calcul statique non linéaire.

Le présent travail est organisé en deux parties :

Première partie : composée en 04 chapitres présentés comme suit :

Le premier chapitre fait l'objet d'une présentation de l'ouvrage et des règlements. En deuxième chapitre la descente de charge et le pré-dimensionnement des éléments de la structure est présenté. Le troisième chapitre est destiné à l'étude dynamique et sismique en utilisant le logiciel ETABS. Le quatrième chapitre contient le calcul des éléments principal.

Deuxième partie : composée d'un seul chapitre :

Le chapitre V dans lequel on présentera La méthode la plus simple pour l'évaluation des structures est la méthode statique non linéaire (méthode Push Over) ; on utilisera cette méthode dont le but de déterminer le point de performance de la structure, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme en utilisant le logiciel SAP2000.

Le but général de ce mémoire est d'analyser de manière plus détaillée la répartition des charges sismiques dans un bâtiment à l'aide de la méthode statique équivalente du code parasismique algérien RPA 99 (version 2003) et par l'analyse statique non linéaire établie par le code ATC40.

Enfin, on terminera notre étude par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Présentation de
l'ouvrage

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

I.1. Présentation et description de l'ouvrage

Le bâtiment étudié présente une structure à contreventement en portiques. La structure est régulière en plan et en élévation, de forme rectangulaire; elle est composée d'un rez de chaussée et de (R+4+comble) à usage d'habitation avec un toiture.

- Le rez de chaussée est à usage d'habitation.
- L'autre niveau est à usage d'habitation.
- L'ouvrage sera implanté à la wilaya de BOUIRA.

Cette région est classée par le règlement parasismique Algérien (**RPA99 / version2003**) une zone de moyenne sismicité IIa.

I.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

I.2.1 En plan :

- La longueur totale15 m
- La largeur totale.....14 m
- La surface totale de réez de chaussée est: 210 m²
- La surface totale d'étage est: 245 m²

I.2.2 En élévation :

- Hauteur totale.....18.15m
- Hauteur de RDC..... 3.06 m
- Hauteur d'étage courant.....3.06 m

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

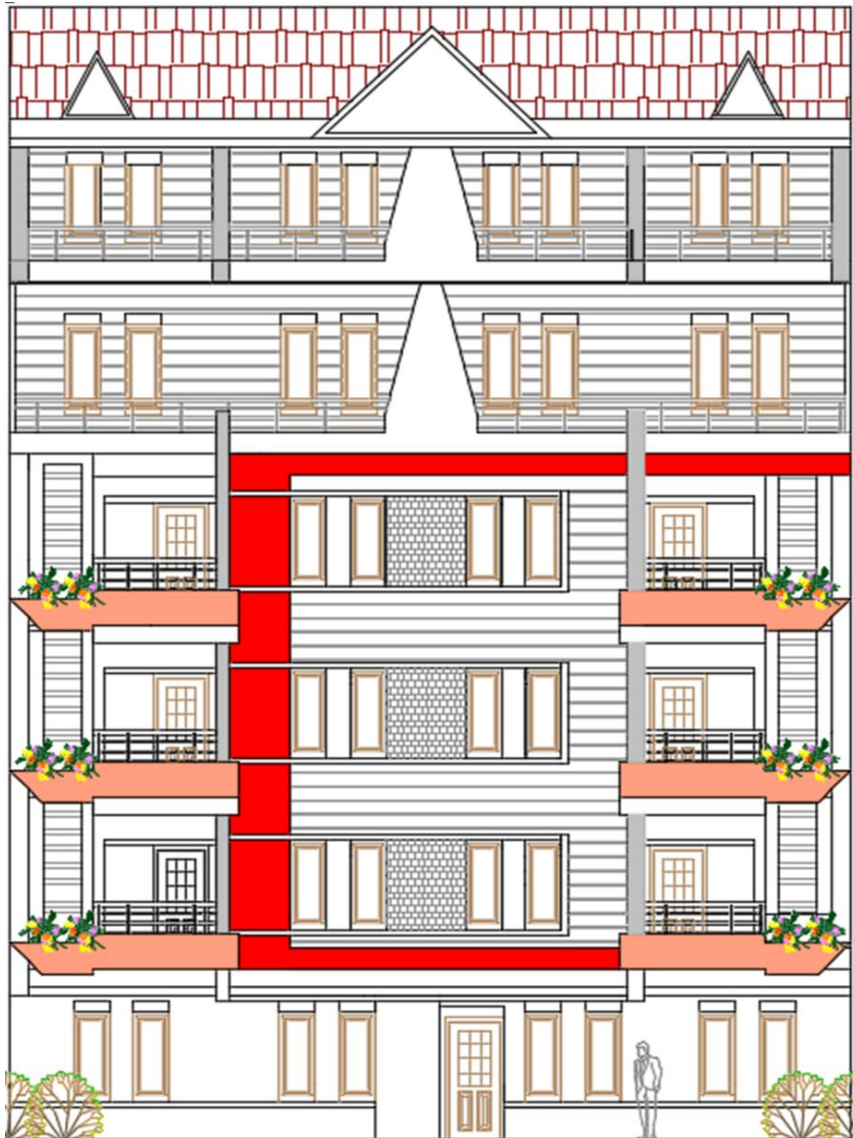


Figure I. 1 Façade principale

I.3. Données sismique de l'ouvrage

- La structure est implanté dans une zone classée selon le **RPA99 /version 2003** dans la Zone **IIa**.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 car la hauteur ne dépasse pas les 48 m.
- Le site est considéré comme **meuble**.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.4. Matériaux utilisés

I.4.1 Béton :

Est un matériau complexe obtenu en mélangeant dans des proportions convenables : des granulats (sable, gravier..), liant (ciment), eau et éventuellement des adjuvants.

- **Résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}) : (CBA93, Art A.2.1.1.)**

- Béton de résistance courant: $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$.
- Béton à haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$.
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur ou plus égale $1.1 \times f_{c28}$ à condition que f_{c28} atteigne ou plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60$ on utilise la relation : $\begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}. \\ f_{c28} = 25 \text{ MPA}. \end{cases}$

- **Résistance caractéristique du béton à la traction : (CBA 93, Art [A.2.1.2.])**

Pour $f_{cj} < 60 \text{ MPA}$; $F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

- **Module de déformation longitudinale : (CBA93 Art [A.2.1.2.1]) :**

- **Module de déformation longitudinale instantané E_{ij} :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}}$$

- **Module de déformation transversale :**

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

- **Coefficient du poisson :**

D'après le **BAEL91** :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\begin{cases} \nu = 0; \text{ pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0.2; \text{ pour le calcul des déformations.} \end{cases}$$

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

- **Les contraintes limites du béton :**

- **La contrainte limite du béton en compression :**

- **La contrainte limite de compression à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c\ 28}$$

Où γ_b est un coefficient de sécurité qui est égal à :

$$\begin{cases} 1.5; & \text{en situation durables ou transitoires (SDT).} \\ 1.15; & \text{en situation accidentelles (SA).} \end{cases}$$

$\theta = 1$ Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ Si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ Si la durée est inférieure à 1h.

- **La Contrainte limite de compression à l'ELS :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c\ 28}$$

- **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU:**

Lorsque nous soumettons une éprouvette de béton normalisée ($\Phi = 16$ cm, $h = 32$ cm) à un essai d'écrasement, le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

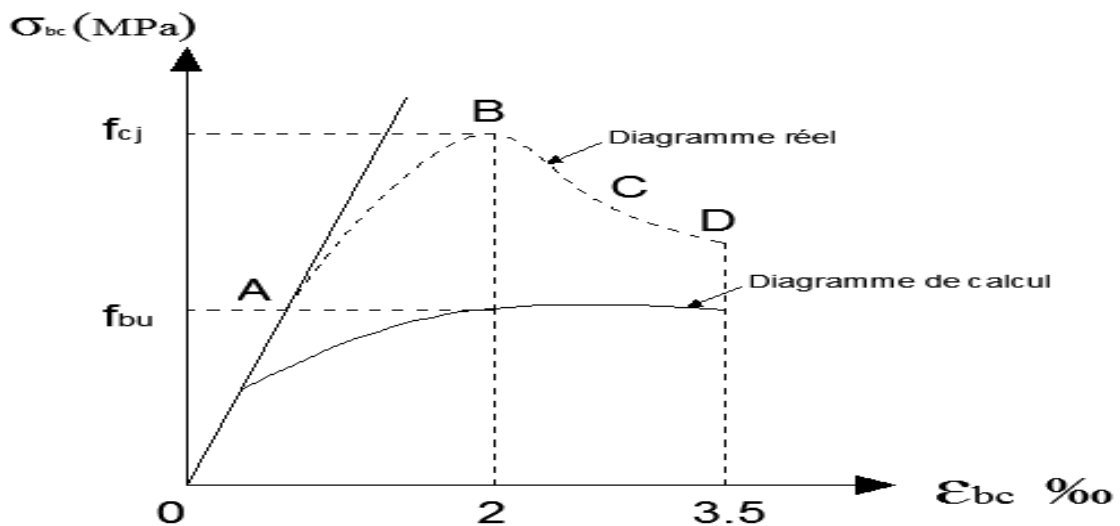


Figure I. 2 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Zone 1 (OA) : diagramme linéaire proportionnalité entre la contrainte et la déformation.

Zone 2 (AB) : la courbure s'incurve et passe par un maximum en B : apparition des microfissures dans le béton.

Zone 3 (BC) : la courbure change de sens : développement de la fissuration dans le béton.

Zone 4 (CD) : le béton se disloque comportement en éléments dissociés.

Le diagramme de calcul dit parabole-rectangle s'inspire du diagramme réel.

Pour les déformations ε_{bc} entre 0 et 2 ‰, c'est un arc de parabole.

Pour les déformations ε_{bc} entre 2 ‰ et 3.5 ‰ le diagramme est une droite horizontale.

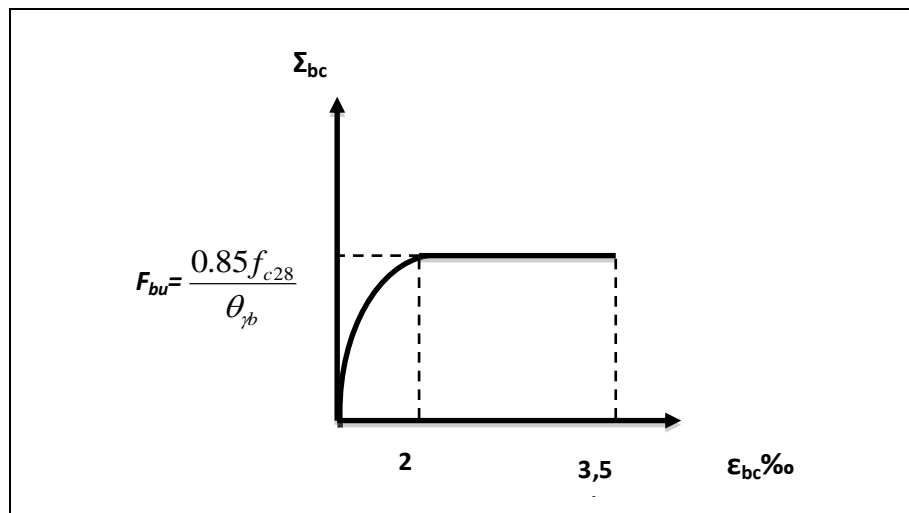


Figure I. 3 Diagramme de calcul à l'ELU ou diagramme parabole-rectangle

- Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS :

A l'ELS le béton a un comportement linéaire élastique. En tout point il faut veiller à ce que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ et } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

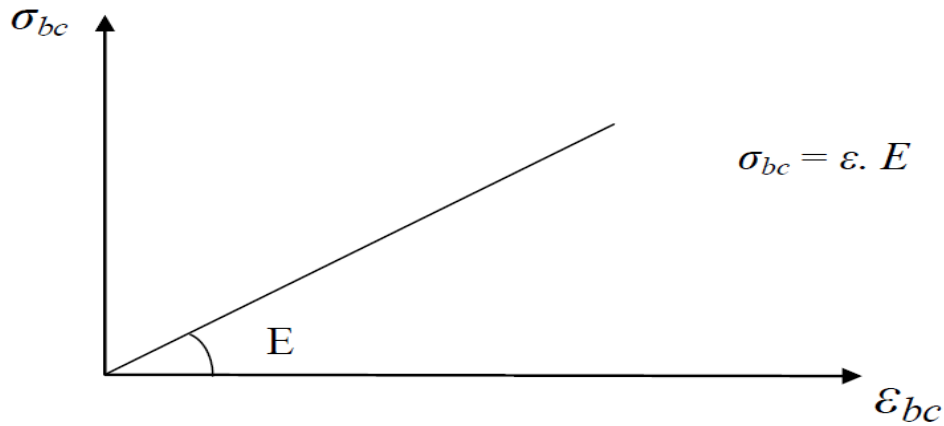


Figure I. 4 diagramme de calcul à l'ELS

➤ La Contrainte limite du béton en cisaillement :

- La contrainte de cisaillement à l'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifiés art A. 5.1.21})$$

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

I.4.2 Les aciers :

Contrairement au béton, l'acier a un comportement identique en traction et en compression. Les aciers utilisés comme armatures dans le béton sont désignés par :

Leur forme : barre lisse, barre haute adhérence ;

Leur nuance : douce, mi dur, dur correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 et 0.5% de carbone associé à du fer ;

Leur limite élastique : conventionnelle de symbole E exprimée en MPa.

- **Diagramme contrainte-déformation de calcul :**

Les diagrammes sont symétriques par rapport à l'origine (traction et compression). On limite l'allongement des aciers à 10 %.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

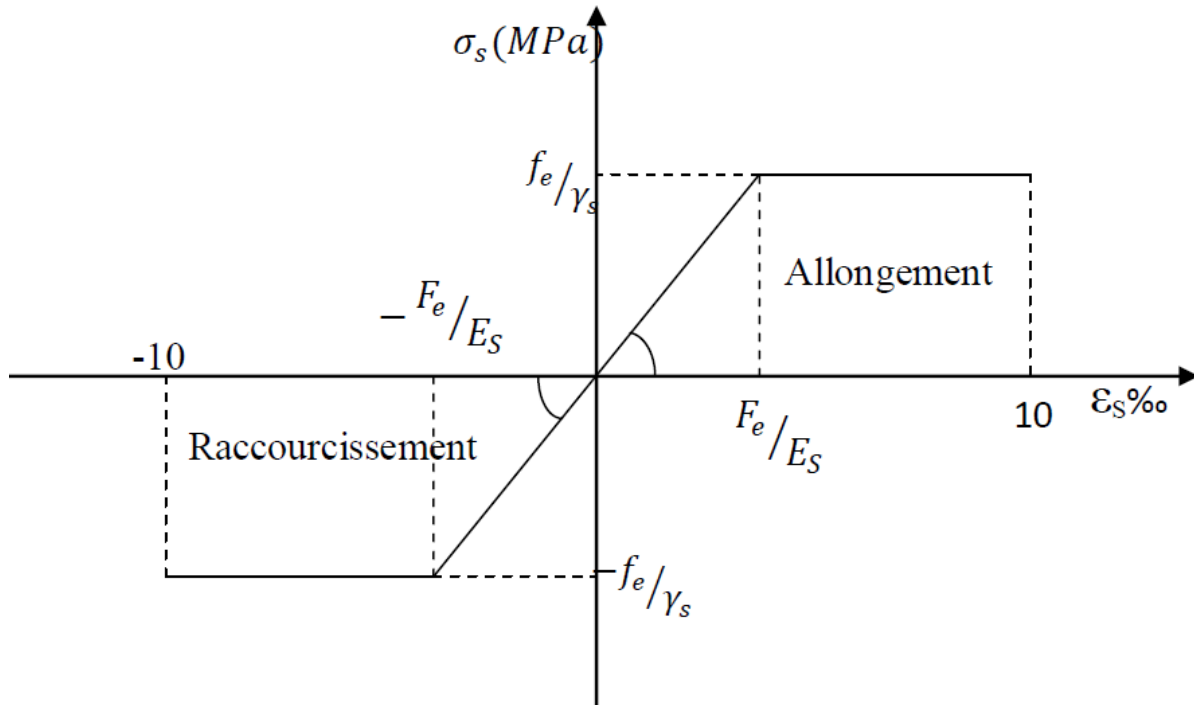


Figure I. 5 Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 200000 \text{ MPA}$$

- **Les contraintes limites de l'acier :**

- **Contrainte limite de l'acier à l'ELU :**

La contrainte limite de l'acier à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ si } \epsilon_s > 1.74 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{s10} = E_s \cdot \epsilon_s \text{ si } \epsilon_s \leq 1.74 \text{ ‰}$$

Sachant que :

γ_s est un coefficient de sécurité égal à :

$$1.5 \begin{cases} \text{en situation durables ou transitoires} \\ 1 \text{ en situation accidentelles} \end{cases}$$

- **Contrainte limite de l'acier à l'ELS :**

On limite la contrainte de l'acier en état limite d'ouverture des fissures :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

- **Fissuration peu préjudiciable (FPP) : (CBA 93/ Art 4.5.3.2.)**

Par de limitation autre que celle à l'ELU

- **Fissuration préjudiciable (FP) : (CBA 93/ Art 4.5.3.3.)**

La contrainte de traction σ_s des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f t_j}) \right]$$

- **Fissuration très préjudiciable (FP) : (CBA 93/ Art 4.5.3.3.)**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f t_j} \right) \text{ Mpa}$$

η : le coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les ronds lisses et $\eta = 1.6$ pour les armatures à HA).

I.5.Choix du système porteur – ossatures :

- La structure a une ossature en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie.
- Les portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre la totalité des charges horizontales et verticales .

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement des éléments

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II. Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de cette structure : poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA99 /2003**) et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche. Dans ce présent chapitre on pré dimensionne les différents éléments tel que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2 Plancher à corps creux :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux:

- 1) Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- 2) Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.)
- 3) bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur.

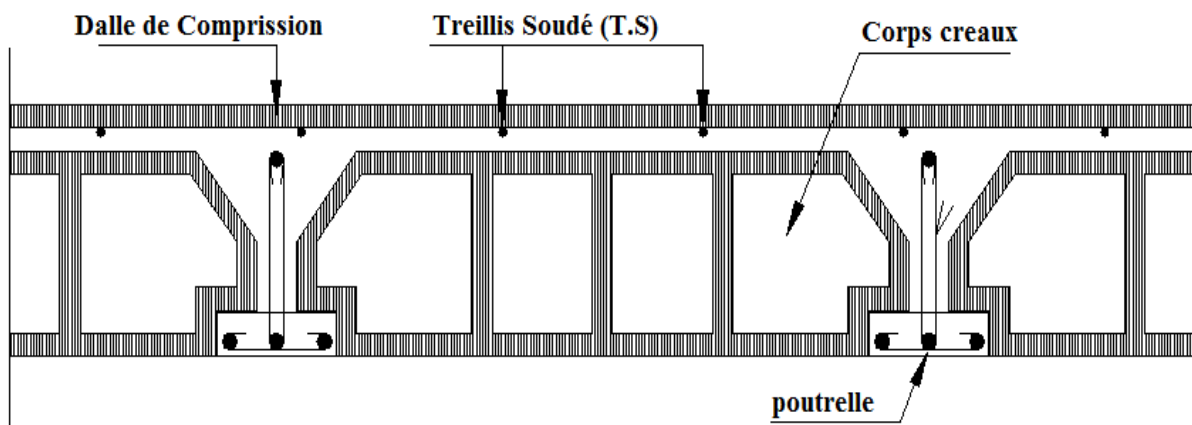


Figure II. 1 Schémas d'un plancher au corps creux

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante (1) :

$$h_t \geq L/22.5$$

tel que :

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

Dans notre cas : $l_y \text{ max} = 5 \text{ m}$

$$l_x \text{ max} = 3.45 \text{ m}$$

Donc : $L = 3.45 \text{ m}$

$$h_t \geq 345/22.5 = 15.33 \text{ m}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm \longrightarrow corps creux.

4 cm \longrightarrow la dalle de compression.

II.2 Les balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans une extrémité et libre dans l'autre.

La portée du balcon est de 1.45 m.

Selon le **BAEL91** :

- condition de flèche : $e \geq \frac{L}{10} = 14.5 \text{ cm}$
- condition de sécurité : $e \geq 5 \text{ cm}$

Donc on prend **$e = 15 \text{ cm}$** .

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.3 Les poutres :

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

$$\text{Selon le BAEL91} \begin{cases} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} L : \text{Travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{cases}$$

II.3.1 Poutres principales :

$$500 / 15 \leq h \leq 500 / 10 \quad \text{Donc on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \text{Donc on prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.3.2 Poutres secondaires :

$$345 / 15 \leq h \leq 345 / 10 \quad \text{Donc on prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \text{Donc on prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par RPA99/V2003. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

Avec : L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « l'épaisseur minimale égale a 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

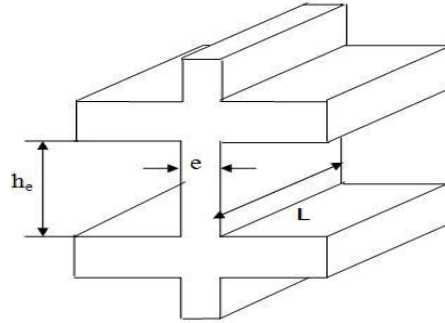


Figure II. 2 Coupe de voile en élévation

	$e \geq h_e/25$
	$e \geq h_e/22$
	$e \geq h_e/20$

Figure II 3 Coupes de voiles en plan

$$e \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$$

- Pour RDC et l'étage courant : ($h_e = 2.66$ m)

$$e \geq \max (10.64, 12.09, 13.3)$$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 15$ cm

Les portés des voiles utilisés (L) doit être supérieure ou égale à 80 cm.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.5 Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en utilisant la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, en tenant compte des limites imposées par le **(RPA99-V2003)**.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton sera le seul à reprendre l'effort normal N_s , tel que :

$$N_s = G + Q$$

Avec : **G** : les charges permanentes.

Q : les surcharges d'exploitations.

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S = N_s / \sigma_{BC}$$

Selon le (RPA 99(version 2003), A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- a) $\min(\mathbf{h}, \mathbf{b}) \geq 25 \text{ cm}$ en zone **I** et **IIa** (**Bouira zone IIa**)
- b) $\min(\mathbf{h}, \mathbf{b}) \geq h_{\text{étage}}/20$
- c) $1/4 < \mathbf{b} / \mathbf{h} < 4$

Remarque:

- Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par les règles **RPA 99** pour un poteau en zone **IIa** : **(25 × 25) cm²**
- L'effort normal N_s étant déterminé à partir de la descente de charge. on aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.6 Evaluation des charges et sur charges (DTR B.C.2.2) :

- Les charges permanentes (**G**)
- Les charges surcharges d'exploitations (**Q**)

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.6.1 Les surcharge d'exploitations :

La surcharges d'exploitations est en fonction de l'usage de la construction est donnée :

Tableau.II. 1 Estimations des charges d'exploitations

Locaux	Surcharges Q (KN/m ²)
Toiture	1
Planches étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5

II.6.2 Les charges permanentes :

Tableau.II. 2 Estimations des charges permanentes

Locaux	Les charges permanentes G (KN/m ²)
Etage courant	5.21
Balcon	5.31
Toiture	1.4
Paillasse	6.92
Pallier	5.13
Mur extérieur	2.85
Mur intérieur	1.75

II.7 La dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (DTR BC 2-2/6-1) Soit :

Q₀ : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2,3,..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

- **Loi de dégression des surcharges :**

Q_1	$= Q_0$
Q_2	$= Q_0+Q_1$
Q_3	$= Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
Q_4	$= Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$
Q_5	$= Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Q_6	$= Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
Q_n	$= Q_0 = ((3+n)/2n) (Q_0+Q_1+\dots+Q_n)$

II.7.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicités:

- a. La surface d'influence :**

La surface créée par RDC et les quatre niveaux:

$$S_{brute} = 13.52 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 11.32 \text{ m}^2$$

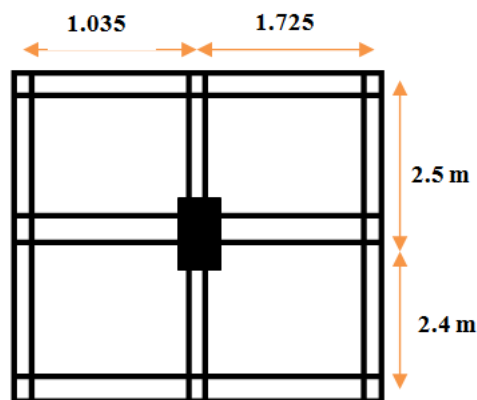


Figure II. 4 Surface d'influence du poteau

- b. Toiture :**

Calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = 2.2 / 6 = 0.35 \text{ donc: } \alpha = 19.3^\circ$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.7.2. Calcul des poids propres des éléments :

- **Les poteaux :** $P_{POT} = S \times \rho \times h_E$
- **Le comble** = 67.73 KN
- **Étage courant et RDC** = 4.78 KN
 - **Les poutres :** $P_{POUTRE} = (b \times h \times \rho) \times L$.
- **Les poutres principales :** (30×40) cm²
 $P_{PP} = 14.7$ KN
- **Les poutres secondaire :** (30×35) cm
 $P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 2.76 = 7.24$ KN
- **Les poutres de toiture :** (30×35) cm²
 $P_{PT} = 6.84$ KN
- **Les planches :** $P_{planche} = G_{planche} \times S$
- **Étage courant :** $P_{ec} = 58.91$ KN
- **Toiture :** $P_t = 14.96$ KN

Tableau II. 3 Récapitulatif de la descente de charge

Les charges en (kn)	$G_{planche}$	G_{poteu}	G_{poutre}	G_{total}	$G_{cumlé}$	$Q_{planche}$	$Q_{cumlé}$	$N_{s=Gc+Qc}$	$S \geq N_s / \sigma_B$	Section adubté de poteau x cm ²
Les niveau x										
Toiture	14.96	7.73	21.54	44.23	44.23	11.32	11.32	55.55	37.03	30*30
Niveau 4	58.91	4.78	21.94	85.63	129.86	16.98	28.3	158.16	105.44	40*40
Niveau 3	58.91	4.78	21.94	85.63	215.49	16.98	43.58	259.07	172.71	40*40
Niveau 2	58.91	4.78	21.94	85.63	301.12	16.98	57.17	358.29	238.86	40*40
Niveau 1	58.91	4.78	21.94	85.63	386.75	16.98	69.05	455.8	303.86	40*40
RDC	58.91	4.78	21.94	85.63	472.38	16.98	79.24	551.62	367.74	40*40

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.8 Vérification des poteaux selon RPA99 vs2003 (Art 7.4.1) :

Selon Art 7.4.1 du R.P.A /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c/20$
- $1/4 \leq (b_1, h_1) \leq 4$

- **Poteaux RDC et les 4 étages :**

- $\text{min}(40*40) \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\text{min}(40*40) \geq 306/20 = 15.3\text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié
- $1/4 \leq b/h = 1 \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifiée

- **Poteaux de la toiture :**

- $\text{min}(30,30) \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\text{min}(30,30) \geq 495/20 = 24.75\text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $1/4 \leq b/h = 1 \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifiée

II.9 Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante:

$$\lambda = (L_f / i) \leq 50 \text{ (BAEL91 modifier 99 B8. 4. 1)}$$

Avec:

L_f: longueur de flambement, qui égale à $L_f = 0.7 L_0$

L₀: portée réelle du poteau

i: rayon de giration, qui égale à $\sqrt{\frac{I}{S}}$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

I: moment d'inertie du poteau

S: section transversal du poteau

Tableau.II 4 Vérification au flambement

Les niveaux	Les sections	$L_f (m)$	Λ	$\lambda \leq 50$
Toiture	(30*30)	3.46	40.23	C.V
RDC et les 4 étages	(40*40)	2.14	18.77	C.V

- La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Conclusion : on adopte donc pour le pré dimensionnement des poteaux les sections suivantes:

- **Poteaux (30*30) :** pour la dernier étage (toiture)
- **Poteaux (40*40) :** pour RDC et les 4 étages

CHAPITRE III :

Etude dynamique et
sismique

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

III. Etude dynamique et sismique

III.1 Etude dynamique:

III.1.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

III.1.2. Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

III.1.3. Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

- Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignment de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- Interpretation des resultants.

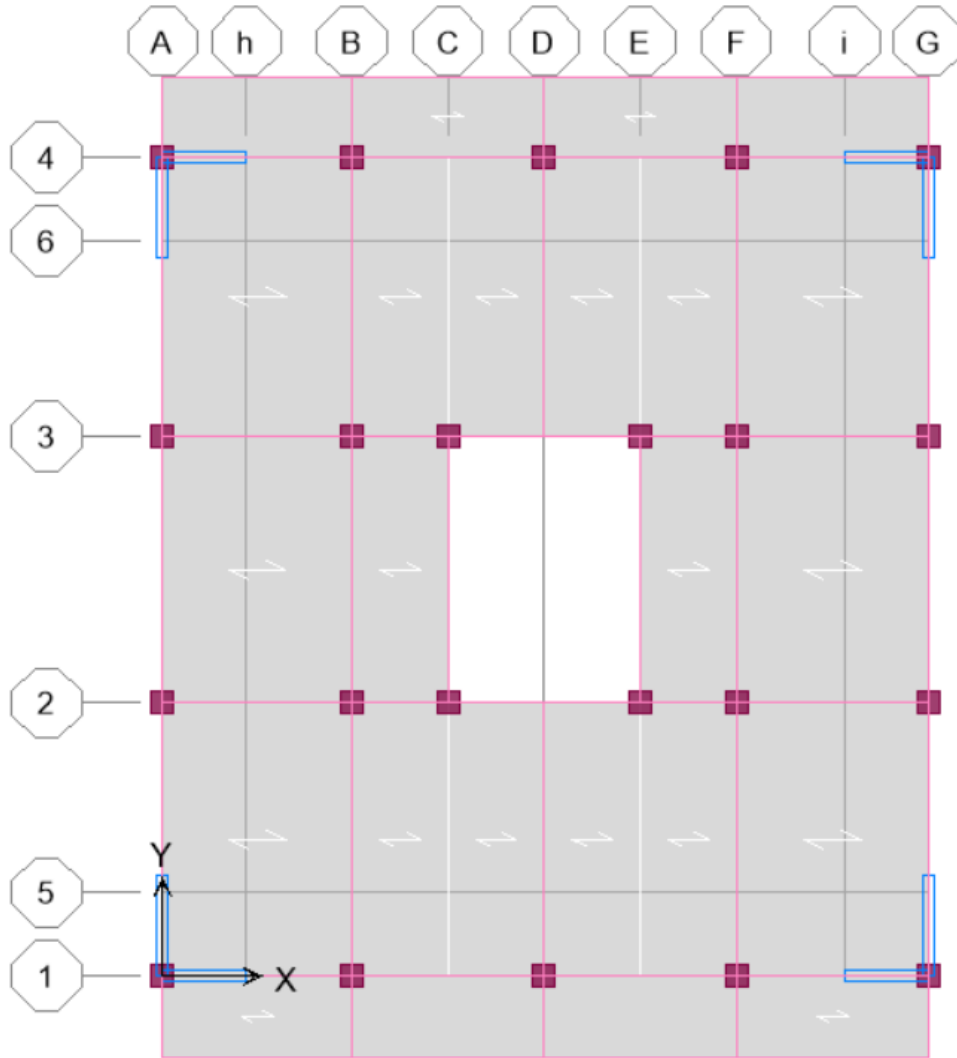


Figure III. 1 Modélisation de la structure (Vue en plan)

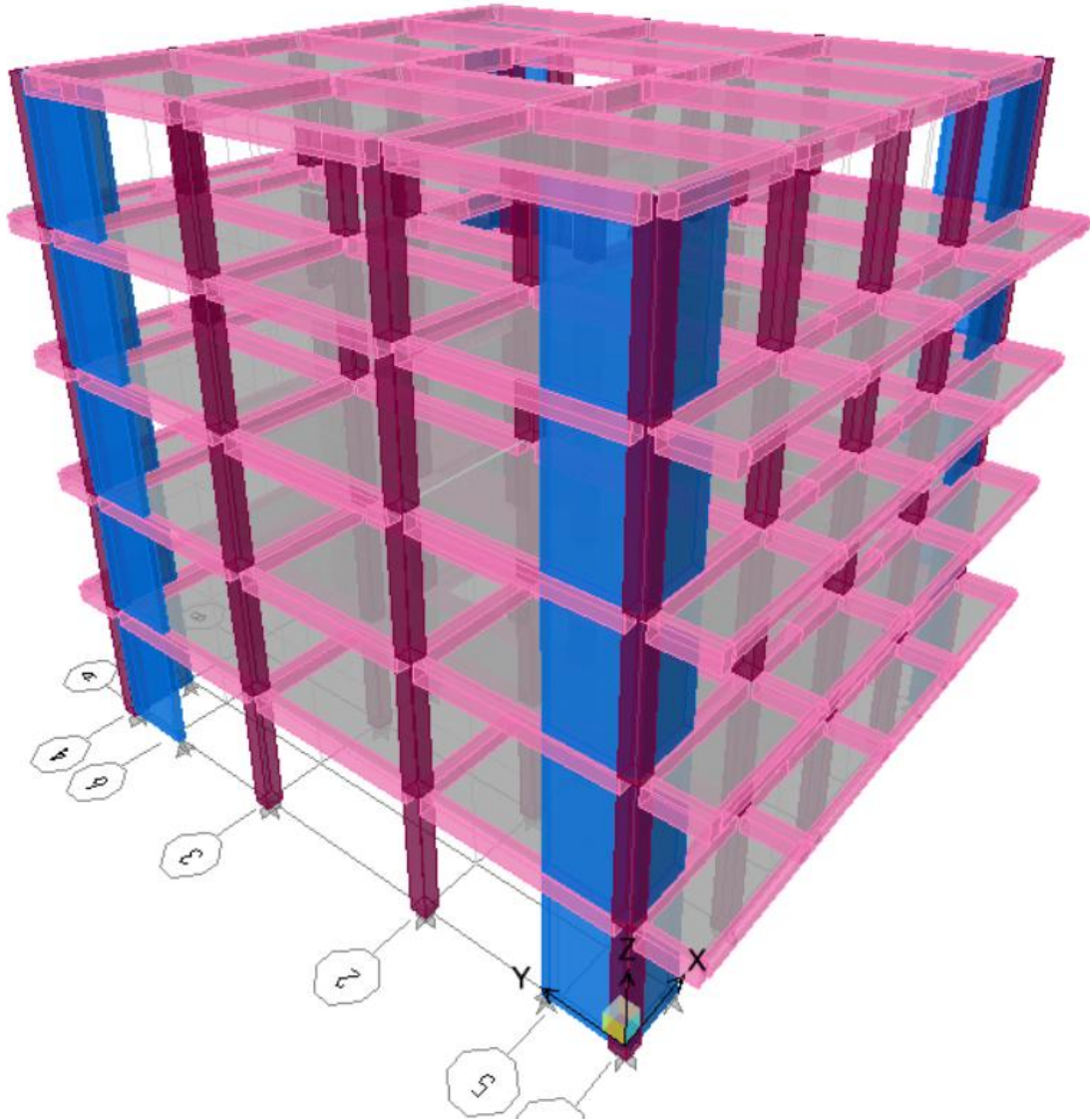


Figure III. 2 Modélisation de la structure (vue en 3D)

III.1.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

- Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément } i \text{ par rapport au repère}$$

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} L_x = 14 \text{ m} \\ L_y = 15 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau III. 1 centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Diaphragme	Mass(t)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	DRDC	217.3774	6,872	7,346	6,872	7,432	0	0.086
ETAGE1	DE1	217.3774	6,872	7,346	6,868	7,522	0.004	0.176
ETAGE2	DE2	217.7560	6,866	7,342	6,866	7,561	0	0.219
ETAGE3	DE3	217.2608	6,873	7,347	6,864	7,573	0.009	0.226
ETAGE4	DE4	190.8784	6,874	7,349	6,863	7,558	0.011	0.209
	Somme	1060.451						

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } e_a = 0.7 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0.75 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow e_a = 0.75 \text{ m}$$

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

III.1.5 Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 15.30 \text{ m}$$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0.386 \text{ sec}$$

III.1.6 Nombre de modes à considérer :

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

II.1.7 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 Mode de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
1	0.422721	0.0096	72.4225	0.0096	72.4225	98.7327	0.0129	0
2	0.416244	74.4304	0.0094	74.4401	72.4319	0.0128	99.1062	0.0717
3	0.295948	0.0775	0,0001	74.5176	72.4320	0.0001	0.1008	71.8465
4	0.109379	15.4014	0	89.9190	72.4320	0	0.4188	0.0031
5	0.100555	0	17.2433	89.9190	89.6754	0.8874	0	0
6	0.070132	0.0023	0	89.9213	89.6754	0	0	17.9366
7	0,048114	6.1295	0	96.0508	89.6754	0	0.2871	0,0003
8	0,042403	0	6.5246	96,0508	96.2000	0.2948	0	0

- **Modes de vibrations obtenus :**

1^{er} mode :

Le **1^{er}** mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **T₁**.
T₁=0.422s.

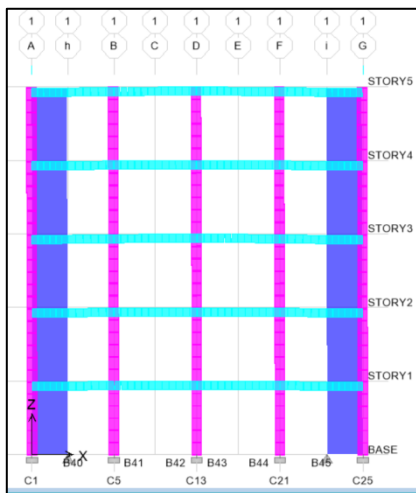


Figure III. 3 Vue en élévation

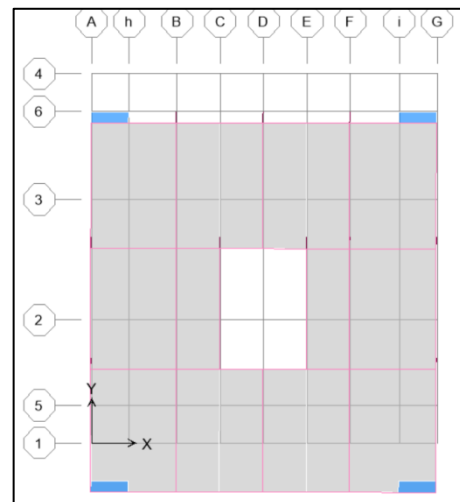


Figure III. 4 Vue en plan

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

2^{ème} mode

La 2^{ème} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₂**.

$$T_2 = 0.416s$$

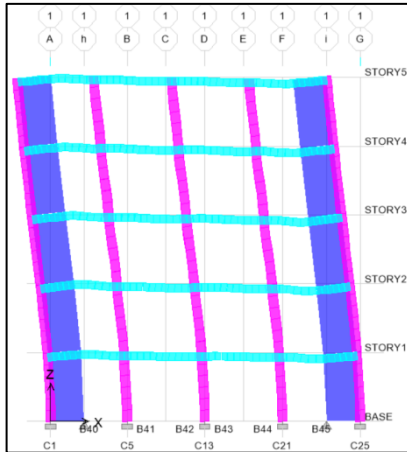


Figure III. 5 Vue en élévation

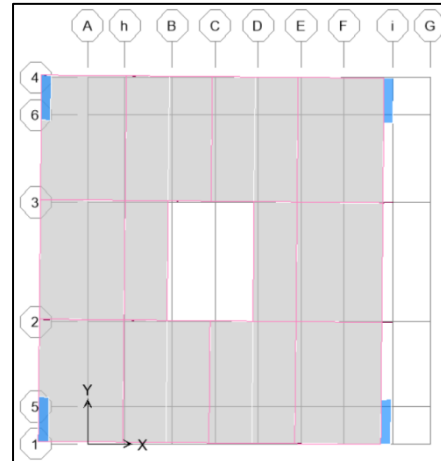


Figure III. 6 Vue en plan

3^{ème} mode :

La 3^{ème} mode de notre structure est une **torsion** de période **T₃**.

$$T_3 = 0.295s.$$

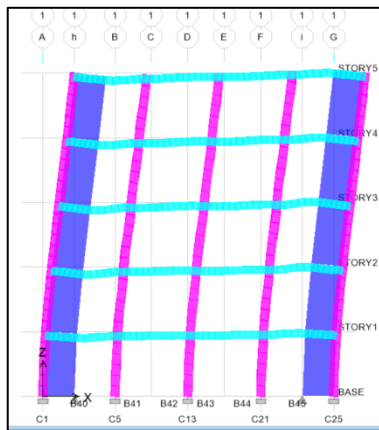


Figure III. 8 Vue en élévation

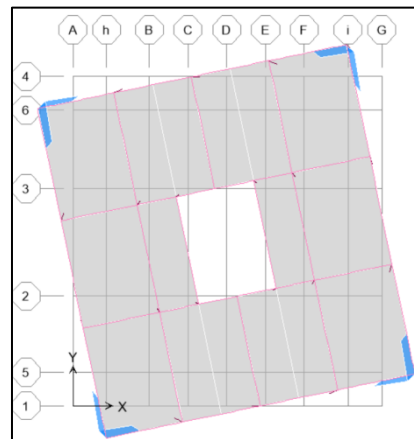


Figure III. 7 Vue en plan

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

III.2 Etude sismique:

III.2.1 Introduction:

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

III.2.2. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans le cas de notre bâtiment étudié on a régularité en plan, nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

a. Principe :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

b. spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.882$$

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

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc **ξ = 7%**.

- **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T₁ = 0.15sec, T₂ = 0.50sec**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- * Conditions minimales sur les files de contreventement
- * La redondance en plan.
- * La régularité en plan et en élévation.
- * Contrôle de la qualité des matériaux.
- * Contrôle de la qualité de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

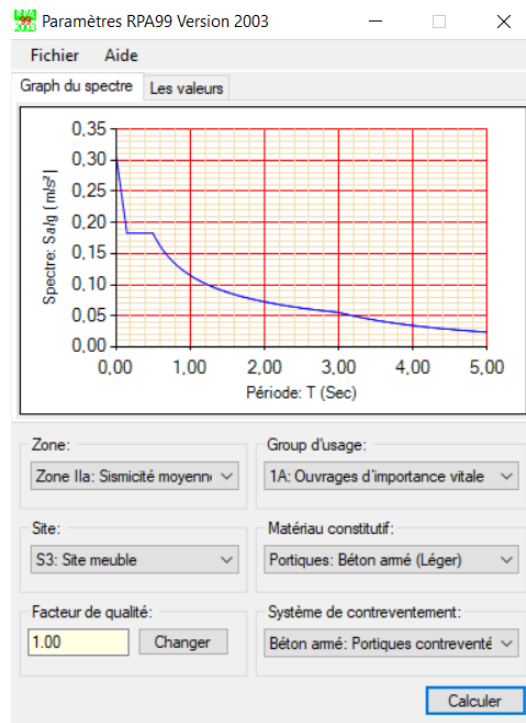
Chapitre III : Etude dynamique et sismique

Avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.00$

c. Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**



d. Calcul de l'effort tranchant à la base:

D'après le (RPA99/V 2003) :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_i : Poids total de la structure.

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4.6 R.P.A 2003), on peut également utiliser aussi la formule 4.7 R.P.A 2003

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) - sans longitudinale : $D_x = 14 \text{ m} \longrightarrow T_X = 0.37 \text{ sec}$

b) - sens transversale : $D_y = 15 \text{ m} \longrightarrow T_Y = 0.35 \text{ sec}$

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs :

Donc: $T_X = \min(T, T_x) = 0.37 \text{ sec}$

$T_Y = \min(T, T_y) = 0.35 \text{ sec}$

Et On a: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$

- **Sens longitudinal (x-x)**

Tableau III. 3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période	Cas	α_i %	Wt(KN)	Sa/g	Vi(KN)
1	0.422721	2	0.0096	10403.02	0.157	0.15
2	0.416244	2	74.4304	10403.02	0.157	1215.65
3	0.295948	2	0.0775	10403.02	0.157	1.26
4	0.109379	1	15.4014	10403.02	0.182	291.60
5	0.100555	1	0	10403.02	0.188	0
6	0.070132	1	0.0023	10403.02	0.207	0.0495
7	0,048114	1	6.1295	10403.02	0.220	140.28
8	0,042403	1	0	10403.02	0.224	0

- **Sens longitudinal (y-y)**

Tableau III. 4 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	Cas	α_i %	Wt(KN)	Sa/g	Vi(KN)
1	0.422721	2	72.4225	10403.02	0.157	1182.85
2	0.416244	2	0.0094	10403.02	0.157	0.15
3	0.295948	2	0,0001	10403.02	0.157	0.016
4	0.109379	1	0	10403.02	0.182	0
5	0.100555	1	17.2433	10403.02	0.188	337.23
6	0.070132	1	0	10403.02	0.207	0
7	0,048114	1	0	10403.02	0.220	0
8	0,042403	1	6.5246	10403.02	0.224	152.04

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

- **Combinaisons des réponses modales:** (Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

2- Dans le cas où tout les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

Tableau III. 5 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$
1	0.422721	0.984	0.588
2	0.416244	0.711	0.588
3	0.295948	0.369	0.588
4	0.109379	0.919	0.588
5	0.100555	0.701	0.588
6	0.070132	0.686	0.588
7	0,048114	0.881	0.588
8	0,042403	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

$E_x = 1257.98 \text{ KN}$

$E_y = 1239.34 \text{ KN}$

III.2.4. Méthode statique équivalente :

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4.6 R.P.A 2003), on peut également utiliser aussi la formule 4.7 R.P.A 2003

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

- **D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) - sans longitudinale : **D_x = 14 m** \longrightarrow **T_x = 0.37 sec**

b) - sens transversale : **D_y = 15 m** \longrightarrow **T_y = 0.35 sec**

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc: **T_x = min (T, T_x) = 0.37 sec**
 T_y = min (T, T_y) = 0.35 sec

On a: T₁ = 0.15 sec

T₂ = 0.50 sec

$$0.15 < T_x < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$0.15 < T_y < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où :

- **D_x = 2.695**
- **D_y = 2.790**

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par ETAPS :

$$W_T = 1040.30 \text{ TON}$$

Tableau III. 6 Les forces sismique par la méthode statique équivalent

Paramètres	A	η	Q	D_x	D_y	R	$W_T(\text{KN})$	$V_x(\text{KN})$	$V_y(\text{KN})$
Valeurs	0.20	0.882	1.00	2.695	2.790	3.5	10403.02	1602.06	1658.54

III.2.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

Tableau III. 7 Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{dyn} (\text{KN})$	$V_{st}(\text{KN})$	V_{dyn}/ V	Observation
Sens longitudinal (x-x)	1250.13	1602.06	0.78	Non vérifier
Sens transversal (y-y)	1233.35	1658.54	0.74	Non vérifier

Donc : la condition $V_t/ V > 0.8$ n'pas vérifier donc on pondère toute les réponses d'ordre dynamique avec les coefficients α_x et α_y :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_x = \frac{0.8 \times 1602.06}{1250} = 1.025 \\ \alpha_y = \frac{0.8 \times 1658.54}{1233.35} = 1,075 \end{cases}$$

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

III.2.6 Vérifications :

a. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Le RPA99/2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8 vérification des déplacements inter-étage

NIV	δ_k (cm)		R	$R * \delta_k$ (cm)		Δ_k (cm)		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
4	1.922	1.928	3,5	6.727	6.7480			306	3.06
3	1.5207	1.4749	3,5	5.32245	5.1621	1.4045	1.5859	306	3.06
2	1.2998	1.2780	3,5	4.5493	4.4730	0.7731	0.6891	306	3.06
1	1.1434	1.1467	3,5	4.0019	4.0134	0.5474	0.4596	306	3.06
RDC	0.9476	0.9515	3,5	3.3166	3.3302	0.6853	0.6832	408	4.08

Donc : Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\% h_k$.

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

b. Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6.RPA99/2003).

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Tableau III. 9 vérification de l'effet P-Δ

Niv	h_k (cm)	p_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	θ_x	θ_y
4	306	1908.78	366.33	376.71	1.4045	1.5859	0,024	0,026
3	306	4081.39	626.37	626.18	0.7731	0.6891	0.015	0.014
2	306	6258.89	945,19	817.33	0.5474	0.4596	0.014	0.011
1	306	8432.59	1011,62	931.35	0.6853	0.6832	0,019	0,020
RDC	306	10606.36	1290.9	1000.94	0,9476	0,9515	0,025	0,033

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

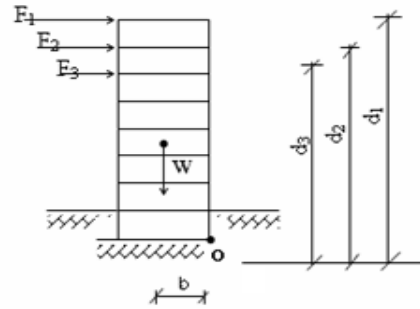
Chapitre III : Etude dynamique et sismique

c. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/VERS03 Art.5.5.) :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$- M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$



Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau III. 10 vérification d'équilibre d'ensemble

	W _t (KN)	b(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN)	M _s /M _r
Sens longitudinal	10403.02	7.075	73601.37	11078,13	6.64
Sens transversal	10403.02	7.575	78802.87	10928,357	7.21

Donc: L'ouvrage est stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

d. Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III. 11 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N(KN)	N_{rd}	remarque
Story5	40x40	1035.05	0.2	Vérifier

CHAPITRE IV :
Calcul des éléments
structuraux

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

IV. Calcul des éléments structuraux

IV.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

IV.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

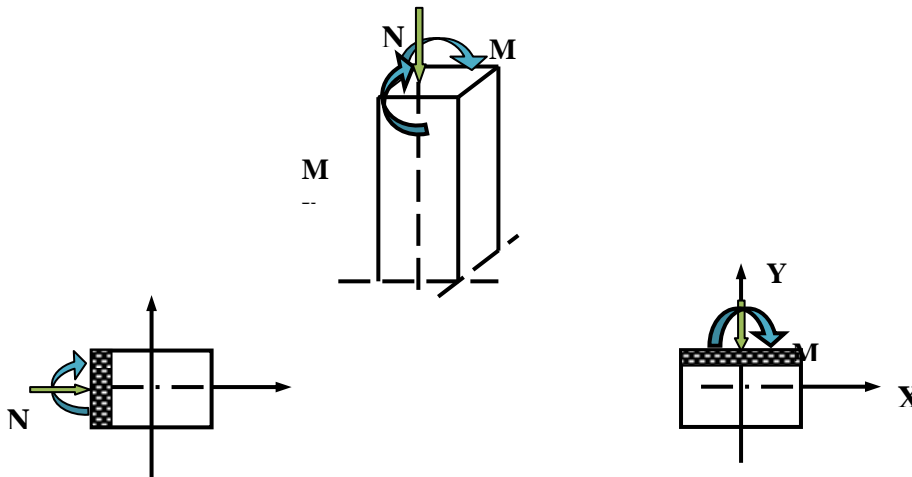


Figure IV. 1 Les forces que agissant sur un poteau

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau IV. 1 Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 : (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0,8G+E. \end{array} \right.$$

IV.2.1 Ferrailage longitudinale :

a. Recommandations de l'RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : 0.8%.....zone IIa
- Leur pourcentage maximal : $\left\{ \begin{array}{l} 3\% b.h.....zone courante. \\ 6\% b.h.....zone recouvrement \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : $50\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_c/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

b. Recommandations du «BAEL99/V2003» :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

c. Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau IV. 2 Ferrailage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	40*40	4	80	1.78	12.8	48	96

Etant donné que la structure comporte une seule section de poteaux, la zone qui concerne les poteaux sera délimitée comme suit :

Zone 1 : RDC et les 4 étage pour les poteaux de dimensions (40*40)

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable :

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

Tableau IV. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS

Niveau	Sollicitation	N_{min}	N_{max}	M_{max}
	Combinaison	$0.8G+E_x$	ELU	$G+Q+E_x$
Zone1 (40*40)	N(KN)	99.84	-1035.04	809.16
	M_{corr} (KN.m)	24.15	3.68	30.06

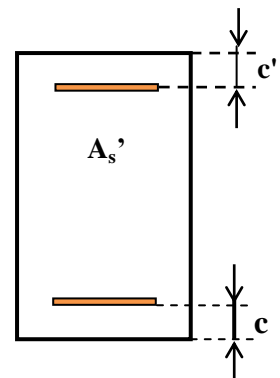
d. Exemple de calcul :

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :

Le poteau le plus sollicité c'est le **C8 (40*40)**

La combinaison la plus défavorable est la combinaison $G+Q - E_x$:

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm.} \\ S=40 \times 40 (\text{cm}^2). \\ L= 3.06 \text{ m.} \\ d = h-c = 0.37 \text{ m} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{ll} M_{max} = 30.06 \text{ KN.m} & N_{cor} = 809.16 \text{ KN} \\ N_{ser} = 548 \text{ KN} & M_{ser} = 3.6 \text{ KN.m} \\ M_G = 2.89 \text{ KN.m} & M_Q = 0.697 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Excentricite du 1^{er} ordre :**

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) \longrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre

$$e_1 = e_0 + e_a \longrightarrow e_0 = M_{max} / N_{cor} = 4 \text{ cm} \longrightarrow e_1 = 0.06 \text{ m}$$

• **Sollicitation ultime corrigée par le flambement :**

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \longrightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = l_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$L_f / h = 7.65 < \max(15; 3) = 15 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**

- **Excentricite du 2^{ème} ordre :**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0.81$$

$$e_2 = 0.025$$

- **Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :**

$$e_0 = e_1 + e_2 \quad e_0 = 0.085 \text{ m}$$

$$M = N \times e_0 = 68.78 \text{ KN.m}$$

- **Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :**

$$e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) = 0.25 \text{ m} \quad \text{avec: } d = 0.4 - 0.03 = 0.37$$

$$M_{uA} = N \times e_a = 202.29 \text{ KN.m}$$

- **A l'état limite de service (E.L.S) :**

$$N_{ser} = 548 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 3.6 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$$e_{0ser} = \frac{M_s}{N_s} = 0.006 \text{ m}$$

- **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.176 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_a = 96.45 \text{ KN.m}$$

- **Type de section pour le calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.2$$

$$\mu_{bu} = 0.2 < \mu_{bc} = 0.49 \Rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

Donc: le calcul se fait en flexion simple.

- **Calcul des aciers en flexion simple:**

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = 2.09$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050\right) 10^{-4} = 0.536$$

$$\mu_{bu} = 0.20 < \mu_{lu} = 0.536 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée (A' = 0)} ; A = A_u$$

$$Z_b = d \left(1 - 0.6\mu_{bu}\right) \Rightarrow Z_b = 0.32 \text{ m}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 15.80 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des aciers en flexion composée:**

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{ed}} = -4.43 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min}

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

e. Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.78 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min(RPA)} = 0.8 \% \cdot b \cdot h = 12.8 \text{ cm}^2$ (zone IIa).

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\min(RPA)}) = 12.8 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4 Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres	A _{adop} (cm ²)
(RDC+4) étage	N _{max} = -1035.04	M _{cor} = 3.68	40x40	12.65	1.78	12.80	8HA16	16.08
	N _{min} = 99.84	M _{cor} = 24.15		0				
	N _{cor} = 809.16	M _{max} = 30.06		0				

IV.2.2 Calcul d'armature transversale :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \longrightarrow \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

a. Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)

- La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :
 - Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa
 - Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8 cm** en zone nodale et **12 cm** en zone courante.

- La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :
 - 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
 - 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
 - Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$

b. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = -18.97 \text{ KN}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.13 \text{ MPA} \\ \tau_{uadm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA} \end{array} \right. \longrightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

c. Exemple de calcul :

- **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 7.65 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = 0.355 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4HA8}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\lambda_g = 7.65 \geq 5 \longrightarrow \frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} = 0.418 > 0,3\% \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Zone nodale :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 7.65 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = 0.237 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4HA8}$$

- La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\lambda_g = 7.65 \geq 5 \longrightarrow \frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} = 0.628 > 0,3\% \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

- **Zone courante :**

Tableau IV. 5: Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
40*40	18.97	12	0.355	7.65	2.5	0.13	4HA8	2.01	0.418	0.3

- **Zone nodal:**

Tableau IV. 6: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
40*40	18.97	8	0.237	7.65	2.5	0.13	4HA8	2.01	0.628	0.3

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

IV.2.3 Vérification :

a. Vérification des contraintes:

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 16 \text{ cm ; } I = 160983 \text{ cm}^4 ; k = 2.23 \text{ Mpa/m ; } \sigma_{bc} = 0.356 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \text{ C.V}$$

b. Vérification au flambement :

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 1035.04 \text{ KN.}$$

$$L_f = l_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.0021 \text{ m}^4$$

$$B = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.114 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.114 \longrightarrow \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 26.84$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{On a } \lambda \leq 50 \longrightarrow \Delta = 0.76$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

On vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 483.72 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = [(a-3)(b-3)] = 1369 \text{ cm}^2 > 483.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

c. Vérification de l'effort normal ultime :

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de N_{ultim} :

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 3001.39 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ultim}} = 3001.39 \text{ KN} > N_{\max} = 1035.04 \text{ KN} \longrightarrow \text{C.V}$$

• Schéma de ferrailage des poteaux :

Pour Poteau (40x40) on a **8T16**:

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

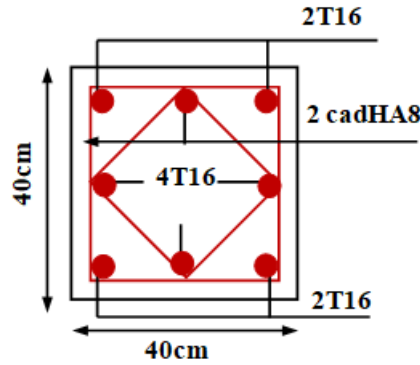


Figure IV. 2 Schéma de ferrailage des poteaux

IV.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

Tableau IV. 7 combinaisons de charges

	Selon leBAE91	Selon le RPA
ELU	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	$0.8G \pm E$

VI.3.1 Recommandation de RPA 99 V2003 :

a. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section :
 - Poutre de $(30 \times 40) \text{ cm} \longrightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
 - Poutre de $(30 \times 35) \text{ cm} \longrightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4 % en zone courante, et de 6 % en zone de recouvrement :

En zone courante :

- Poutre de $(30 \times 40) \text{ cm} \longrightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$
- Poutre de $(30 \times 35) \text{ cm} \longrightarrow A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

En zone de recouvrement :

- Poutre de (30×40)cm → $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$
- Poutre de (30×35)cm → $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$
- La longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$.
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- **Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

Tableau IV. 8 caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

IV.3.2 Recommandation du BAEL 91 :

a. Armatures longitudinales :

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

Comme suit :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi_{l \min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

b. Armatures transversales:

- Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \longrightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k \longrightarrow f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3,3 \text{ MPa} \} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- Section minimale d'armature d'âme :

$$- \text{ Volume minimal d'armatures : } \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$- \text{ Diamètre des armatures d'âme : } \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\}$$

$$- \text{ Espacement maximale : } S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

- **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ \longrightarrow **Si la combinaison est accentuelle**

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ \longrightarrow **Si la combinaison est fondamentale**

IV.3.3 Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

a. Calcul les armatures longitudinales :

- **Ferraillage minimal selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d = 1.49 \text{ cm}^2$$

Pour tout la section on a : $A_{\min} = 2.98 \text{ cm}^2$

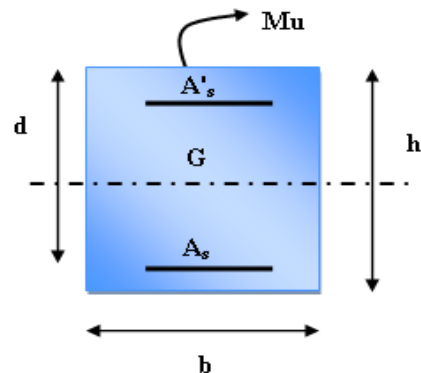
- **Ferraillage minimal selon RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$



Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- **Ferraillage adopté :**

Donc on adopte un ferraillage de **3HA14** filante en nappe supérieure et **3HA12** filant en nappe inférieurs = 8.01 cm^2

Pour les poutres les plus sollicitée on a : poutre B1 du 3^{ème} étage :

- **A'ELU :**

En appuis :

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = -25.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -18.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.046$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) 10^{-4} = 0.2905$$

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_{lu} = 0.2905 \Rightarrow$ pas d'armature comprimé ($A' = 0$); $A = A_u$ et la vérification de la contrainte sur béton n'est pas plus nécessaire.

$$\mu_{bu} = 0.046 < 0.275 \Rightarrow Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.350 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 2.12 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$$M_{u \max} = 6.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = 0.012$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.37$$

$$\mu_{\text{lu}} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) 10^{-4} = 0.288$$

$\mu_{\text{bu}} = 0.012 < \mu_{\text{lu}} = 0.288 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée ($A' = 0$); $A = A_u$ et la vérification de la contrainte sur béton n'est pas plus nécessaire.

$$\mu_{\text{bu}} = 0.012 < 0.275 \Rightarrow Z_b = d (1 - 0.6\mu_{\text{bu}})$$

$$Z_b = 0.357 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{\text{ed}}} = 0.56 \text{ cm}^2$$

- sous les combinaisons sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{\text{bu}} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = -88.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = -18.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = 0.107$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 4.708$$

$$\mu_{\text{lu}} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) 10^{-4} = 1.075$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$\mu_{bu} = 0.105 < \mu_{lu} = 1.705 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée ($A' = 0$); $A = A_u$ et la vérification de la contrainte sur béton n'est pas plus nécessaire.

$$\mu_{bu} = 0.107 < 0.275 \Rightarrow Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.337\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 6.55 \text{ cm}^2$$

En travée : poutre B1 du 3^{ème} étage :

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 57.2 \text{ KN.m (0.8G+Ey)}$$

$$M_{ser} = -18.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.069$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 3.047$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) 10^{-4} = 0.890$$

$\mu_{bu} = 0.069 < \mu_{lu} = 0.890 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée ($A' = 0$); $A = A_u$ et la vérification de la contrainte sur béton n'est pas plus nécessaire.

$$\mu_{bu} = 0.069 < 0.275 \Rightarrow Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.345\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

IV.3.4. Ferrailage longitudinal des poutres :

a. Identification des poutres :

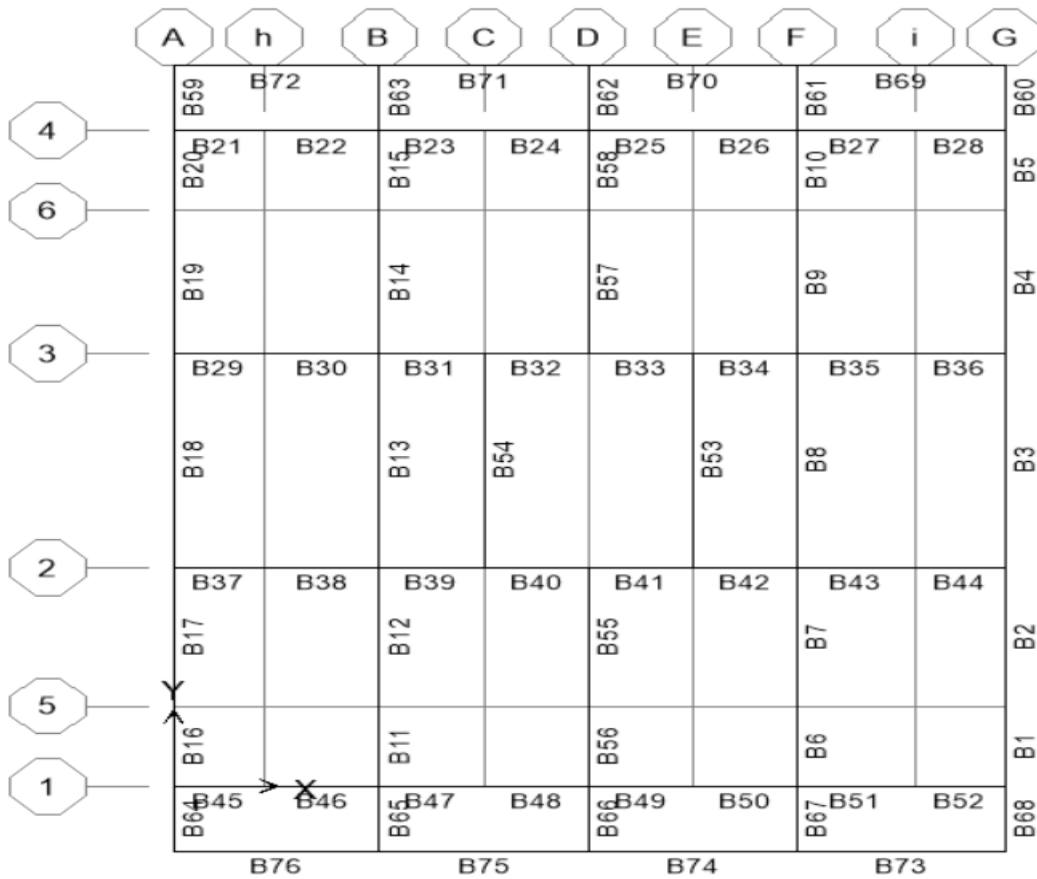
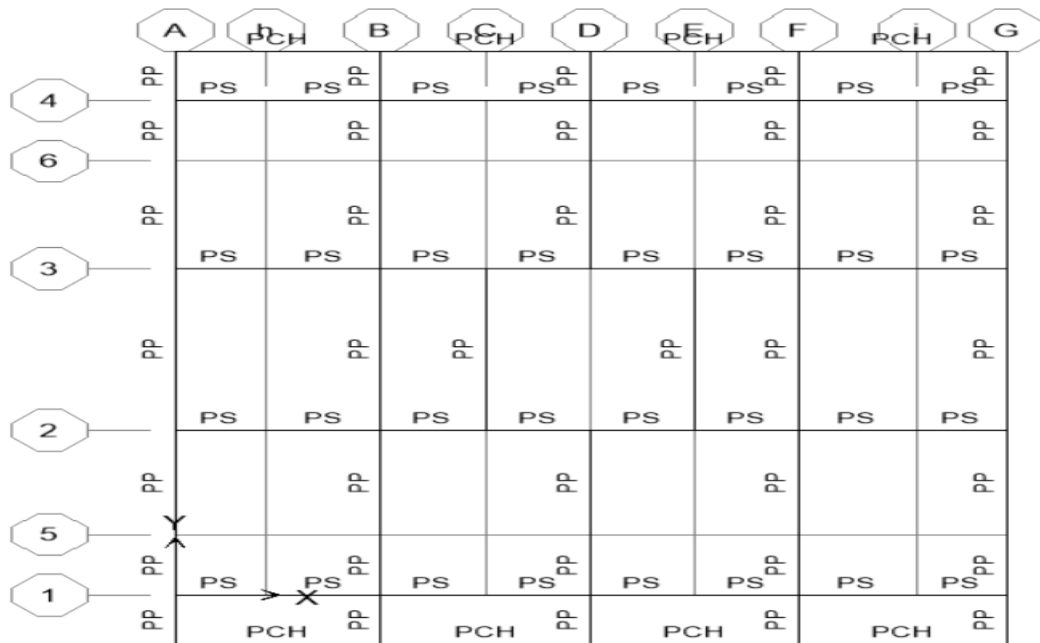


Figure IV. 3 Plan de repérage des poutres

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

a. Ferrailage des poutres principales(30*40) :

Pour Zone 1 (RDC et les 4 étages) :

Poutre principale Axe -A- :

Poutre	Ferrailage	N°	Long.	N°	Long.	N°	Long.	N°
		Appuis	Travée	Apuuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
		1	4,9	2	4,8	3	5	4
Axe A	A-appui (cm2)	1,688	6,226	3,77		3,72	6,19	2,08
	A-travée (cm2)		3,973		2,627		3,792	
	Choix des barres supérieures	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14
	Choix des barres inférieures	3T14	3T14	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14

Poutre principale Axe -B- :

Poutre	Ferrailage	N°	Long.	N°	Long.	N°	Long.	N°
		Appuis	Travée	Apuuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
		1	4,9	2	4,8	3	5	4
Axe B	A-appui (cm2)	4,2		5,13		5,2		4,31
	A-travée (cm2)		4,08		3,3		4,26	
	Choix des barres supérieures	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12
	Choix des barres inférieures	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12

Poutre principale Axe -C- et -E- :

Poutre	Ferrailage	N°	Long.	N°
		Apuuis	Travée	Appuis
		2	4,8	3
Axe C et E	A-appui (cm2)	2,6		2,64
	A-travée (cm2)		1,688	
	Choix des	3T14	3T14	3T14
	Choix des	3T14	3T14	3T14

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

Poutre principale Axe -D- :

Poutre	Ferrailage	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis
		1	4,9	2	4,8	3	5	4
Axe D	A-appui (cm2)	3,69		2,84		2,82		3,65
	A-travée (cm2)		3,46		/		3,57	
	Choix des barres supérieures	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	/	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12
	Choix des barres inférieures	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	/	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12

Poutre principale Axe -F- :

Poutre	Ferrailage	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis
		1	4,9	2	4,8	3	5	4
Axe F	A-appui (cm2)	4,24		5,81		5,33		4,34
	A-travée (cm2)		2,61		3,37		4,03	
	Choix des barres supérieures	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12
	Choix des barres inférieures	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12

Poutre principale Axe -G- :

Poutre	Ferrailage	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis
		1	4,9	2	4,8	3	5	4
Axe G	A-appui (cm2)	1,68	6,25	3,78		3,6	6,22	2,1
	A-travée (cm2)		3,25		2,66		3,79	
	Choix des barres supérieures	3T14	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14+2 T12
	Choix des barres inférieures	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

b. Ferrailage des poutres secondaires (30*35) :

Pour Zone 1 (RDC et les 4 étages) :

Poutre secondaire Axe -1- :

Poutre	Ferrailage	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis
		1	3,4	2	3,45	3	3,45	4	3,45	5
Axe 1	A-appui (cm2)	1,46	8,24	3,22		2,91		4,9	8,11	1,46
	A-travée (cm2)		4,54		2,63		1,71		4,46	
	Choix des barres supérieures	3T14	3T16+2 T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T16+2 T14	3T14
	Choix des barres inférieures	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14

Poutre secondaire Axe -2- et -3- :

Poutre	Ferrailage	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis
		1	3,4	5	1,725	2	1,725	3	3,45	6	3,45	4
Axe 2 et 3	A-appui (cm2)	2,51		2,16		2,92		2,94		2,17		2,21
	A-travée (cm2)		1,68		1,46		1,91		1,47		1,46	
	Choix des barres supérieures	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12
	Choix des barres inférieures	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14+2 T12

Poutre secondaire Axe -4- :

Poutre	Ferrailage	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis	Long. Travée	N° Appuis
		1	3,4	2	3,45	3	3,45	4	3,45	5
Axe 4	A-appui (cm2)	1,46	6,94	3,86		2,63		3,98	6,87	1,46
	A-travée (cm2)		3,73		2,64		2,65		3,67	
	Choix des barres supérieures	3T14	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14+2 T12	3T14
	Choix des barres inférieures	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14	3T14	3T14+2 T12	3T14	3T14

Donc:

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant :

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- **Poutres principales :**

Poutres	Localisation	As _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales	sur appuis (sup)	6.88	3T14+2T12
	Sur appuis (inf)	6.88	3T14+2T12
	En travée	4.62	3T14
Poutres principales liées aux voiles	Sur appuis (sup)	6.88	3T14+2T12
	Sur appuis (inf)	6.88	3T14+2T12
	En travée	4.62	3T14

- **Poutres secondaire :**

Poutres	Localisation	As _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Poutres secondaires	sur appuis (sup)	6.88	3T14+2T12
	Sur appuis (inf)	6.88	3T14+2T12
	En travée	4.62	3T14
Poutres secondaires liées aux voiles	Sur appuis (sup)	9.11	3T16+2T14
	Sur appuis (inf)	9.11	3T16+2T14
	En travée	4.62	3T14

IV.3.5 Ferrailage transversale des poutres :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

a. Selon le BAEL :

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$

On adopte les espacements suivants : **$S_t = 20\text{cm}$** ;

Donc: $A_t \geq 0,4 \times 3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6\text{cm}^2$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- **Diamètre des armatures d'âme :**

- Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\text{min}} \right\} \longrightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,14 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\text{min}} \right\} \longrightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

b. Selon le RPA:

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

- L'espacement maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm} ;$

- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20 \text{ cm}$

- On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 10cm ;**

- En zone courante : **St = 20cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

- Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : **At = 2.01cm²**

St (adopté) = Min { $S_{iB.A.E.L}$. $S_{iR.P.A}$ } **St = 20cm**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

IV.3.6 Vérification :

a. La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$\left. \begin{array}{l} A_L \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{P-P} \\ A_L \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{P-S} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{C.V}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$$A_L > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification du cisaillement du béton

La poutre la plus sollicitée est la poutre B6 du le 4^{ème} étage.

$$V_u = -91.23 \text{ KN (1.35G+1.5Q)}$$

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = 0.845 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \tau_{\lim}$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

c. Contraint de compression dans le béton :

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky \Rightarrow K = \frac{M_{ser}}{I}$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

- **Calcul de la position de l'axe neutre :**
$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$
- **Calcul du moment d'inertie :**
$$\frac{b.y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \Rightarrow \eta = 15$$

As : section d'armatures tendue.

A's : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence.

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Poutres principales :

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser}	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
					(KN.m)			
Poutres principales	Sur appuis	6.88	11,06	82863.60	-47,08	6.28	15	C.V
	En travée	4.62	9,74	59311.79	33,25	5.54	15	C.V
Poutres principales liées aux voiles	Sur appuis	6.88	10,45	83074.25	-8,9	1.11	15	C.V
	En travée	6,88	11,87	83205.26	-29,41	4.2	15	C.V

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- Poutres secondaires :

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obser
Poutres secondaires	Sur appuis	6.88	11,45	82937.99	20,82	2.87	15	C.V
	En travée	4.62	9,65	59315.10	-15,34	2.49	15	C.V
Poutres secondaires liées aux voiles	Sur appuis	9,11	12,04	102572.64	-29,17	3.4	15	C.V
	En travée	6,88	11,25	82879.81	18,01	2.44	15	C.V

d. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur les armatures inférieure aux appuis :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} \pi 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} \phi 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Avec : $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 400\text{MPa}$

Les résultats des ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	V _U (KN)	M _U (KN.M)	$\left(\frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN)	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN)
P.P	-91.23	-65.27	201.45	< 0
P.P liée aux voiles	-68.27	-87.78	270.92	< 0
P.S	-43.08	-27.189	89.91	< 0
P.S liée aux voiles	-94.61	-96.61	298.18	< 0

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$Vu_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

Avec : $a = \min \quad \hat{a} ; 0.9d$

b: Largeur de la poutre.

\hat{a} : Longueur d'appui ($\hat{a} = c - c' - 2cm$) $\hat{a} = b - c' - 2 = 25 \text{ cm}$

c: Largeur d'appui (poteau).

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ C' = 3cm \end{cases}$$

Donc :

$$Vu_{\max} = 96.61 < 500.63KN$$

- e. **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):**

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- **Poutre principale (30,40)**

- $\frac{h}{l} = 0.08 > 0.062 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0042 \leq 0.0105 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ $0.08 > 0.032 \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Poutre secondaire (30*35)**

- $\frac{h}{l} = 0.101 > 0.062 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0042 \leq 0.0105 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ $0.101 > 0.067 \longrightarrow$ Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

- ❖ **Schéma de ferrailage des poutres :**

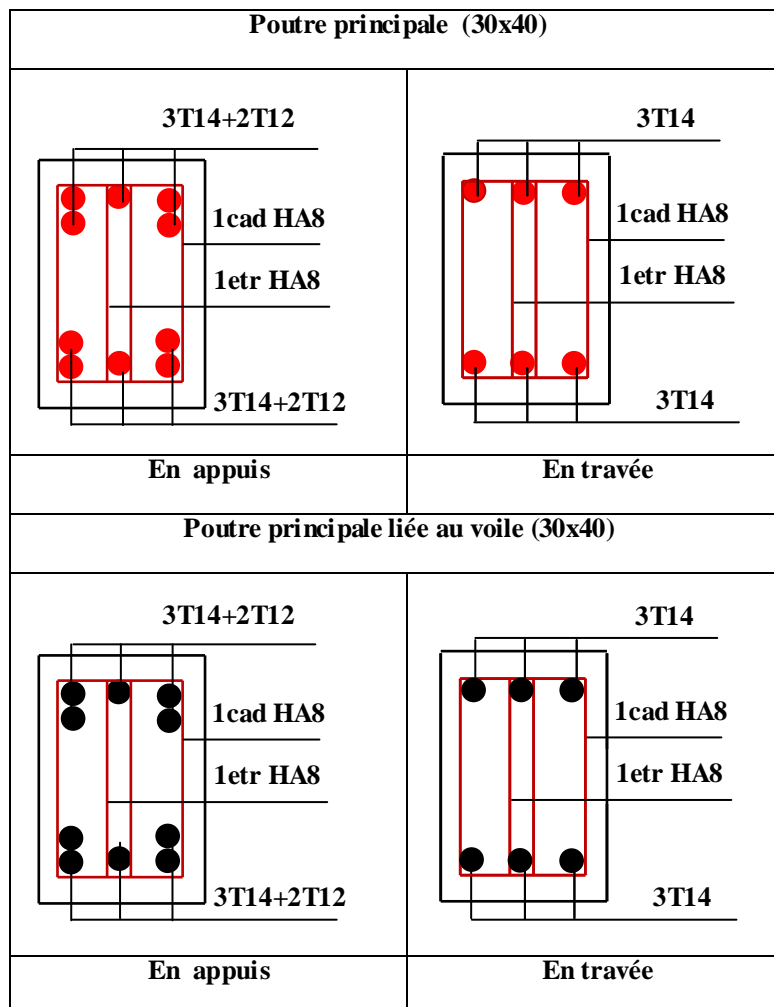


Figure IV. 4 Schéma de ferrailage des poutres principales

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

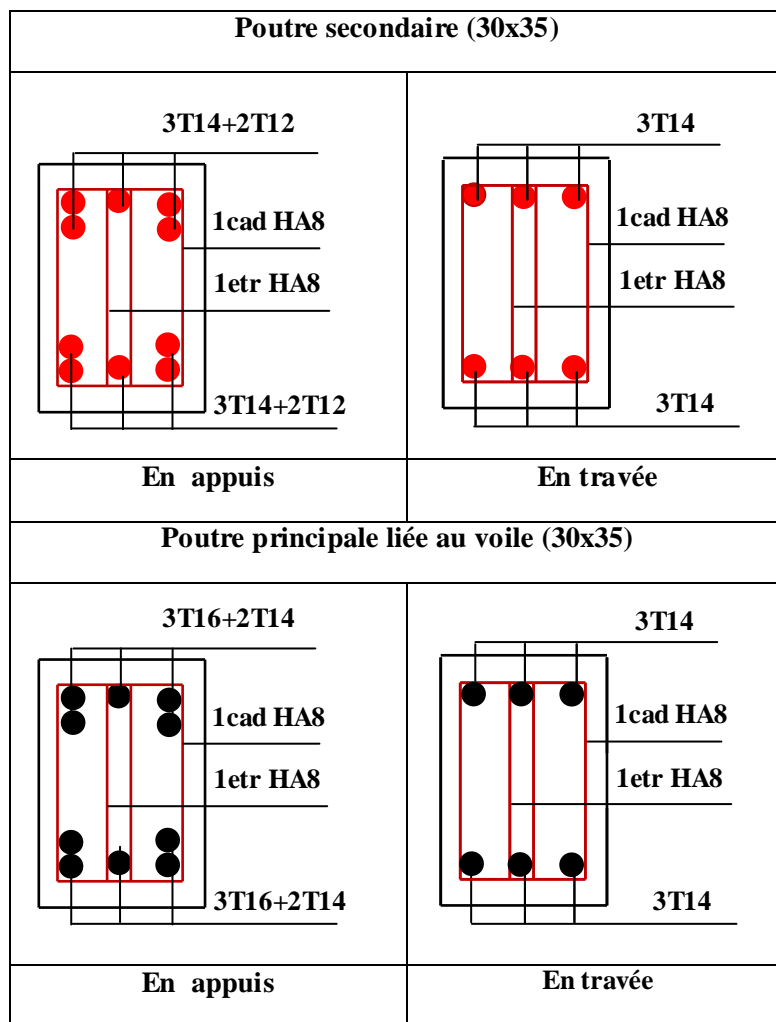


Figure IV. 5 Shéma de ferrailage des poutres secondaires

IV.4. Ferrailage des voiles :

IV.4.1. Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en une seule zone:

- les niveaux (RDC+ les 4^{èmes} étages) → zone I

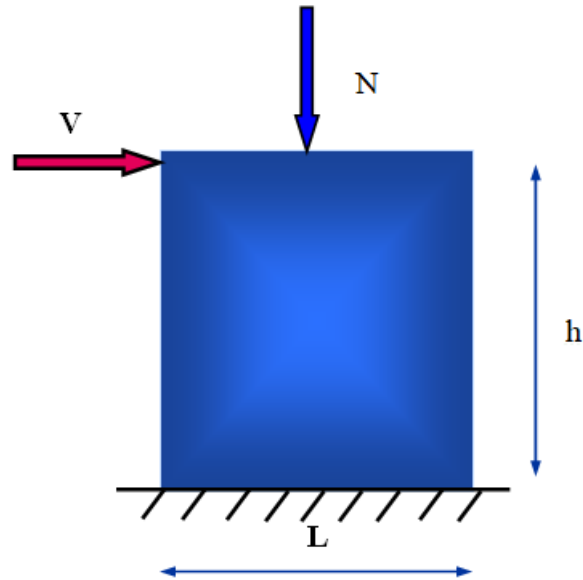


Figure IV. 6 Sollicitation des voiles

IV.4.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre :

- **Etat limite ultime :**
 - Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
 - Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$
- **Etat limite de service :** $G + Q$

IV.4.3. Recommandations de RPA :

a. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement

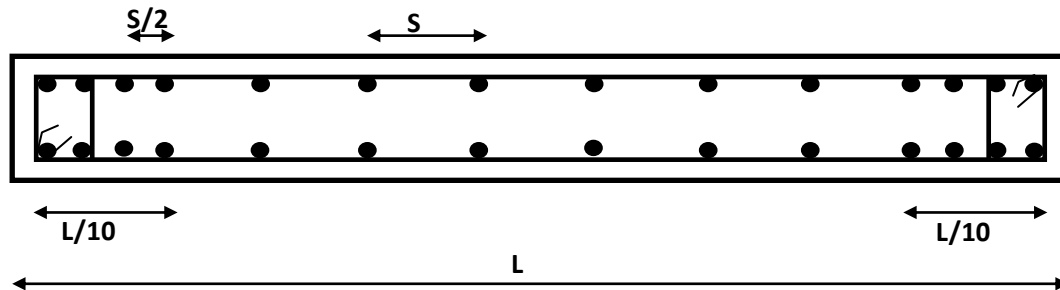


Figure IV. 7 Disposition des armatures verticales dans le voile

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

$$A_h = 0,15\% b.h$$

• Règle communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a \quad (a : \text{épaisseur du voile}).$$

$$S \leq 30 \text{ cm.}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

- En zone courante égale a 0.10% de la section
 - le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible , 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

c. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

IV.4.4 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

a. Calcul des contraintes :

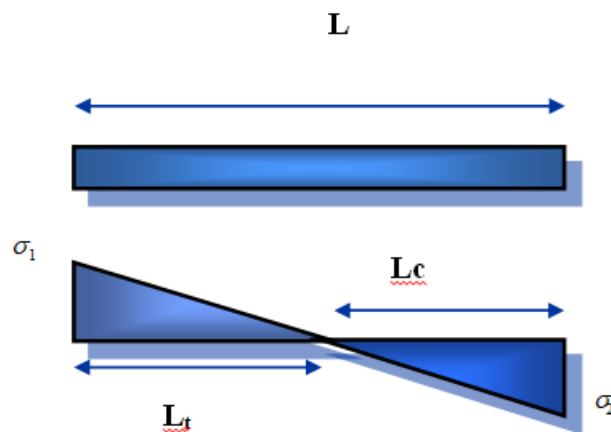


Figure IV.3 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier

I : l'inertie de voile $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

- **Calcul de L_t** (longueur tendue):

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

- **Calcul de Force :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} b$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} \quad ; \quad A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad / \quad V = \text{l'effort tranchant}$$

- **Armatures minimales :**

Selon le BAEL :

- Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max \left(0.23B \frac{f_t 28}{f_e}, 0.005B \right)$
- Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s}, B \frac{f_t 28}{f_e}, 0.005B \right)$

Selon le RPA :

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue.

- **Le pourcentage minimal :**
- Dans la section du voile courante :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

- Dans la zone courante:

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times c_{\text{courantes}}$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

IV.4.5 Vérification :

a. Vérification à l'ELS :

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

• D'après le RPA :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad \text{avec : } V=1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute.

IV.4.6 Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles de ($L=1.8$ m) :

• Détermination des sollicitations :

$$N_{\max} = 1372.27 \text{ KN} \quad M_{\text{corre}} = -105.79 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 512 \text{ KN} \quad M_{\text{corre}} = 126.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = -1118.8 \text{ KN} \quad N_{\text{corre}} = -781.55 \text{ KN.M}$$

$$A = 0.36 \text{ m}^2 \quad I = 0.097 \text{ m}^4 \quad v = 0.9 \text{ m.}$$

Sous N_{\max} :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = 2721.24 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = 4905.25 \text{ KN/m}^2$$

Sous N_{\min} :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = 2722.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = 122.32 \text{ KN/m}^2$$

Sous M_{\max} :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = -13704.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = 9363.05 \text{ KN/m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le N_{\max} donc la section est entièrement tendue.

- **Calcul de L_t :**

$$L_t = 1.8 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L \times b = 1372.76 \text{ KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} = 40.97 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : **6HA14+10HA14.**

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \end{array} \right.$

- **Armature minimale :**

- Vérifications vis à vis du **RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.2\% b \times L_t, \frac{B.f_t28}{f_e} \right)$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times L_t = 7.2 \text{ cm}^2 \\ \frac{B.f_t28}{f_e} = 19 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$$A_{\min} = \max(7.2, 19) = 19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 19 \text{ cm}^2$$

- **L'espace minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :**

Zone d'about : $(180/10) = 18 \text{ cm}$. Avec $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante 144 cm . Avec $St = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Armature horizontale :**

D'après le BAEL91:

$$A_H = A_V/4 = 10.24 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_H = 5.4 \text{ cm}^2.$$

donc : $A_H = \max[\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 10.24 \text{ cm}^2$

$$A_H = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec un espacement : $S_H = 20 \text{ cm}$

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

IV.4.7 Vérification de contrainte de cisaillement:

- **Selon le RPA:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\bar{\tau} = 0.02 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 239 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.03 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

- **Selon le BAEL:**

Chapitre IV: Calcul des éléments structuraux

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à L'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 3.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

CHAPITRE V :

Analyse non linéaire

Chapitre V: Analyse non linéaire

V. Analyse non linéaire

V.1 Introduction :

La méthode d'analyse statique non linéaire push-over est une méthode approximative dont laquelle la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse push over consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet [1].

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité [2].

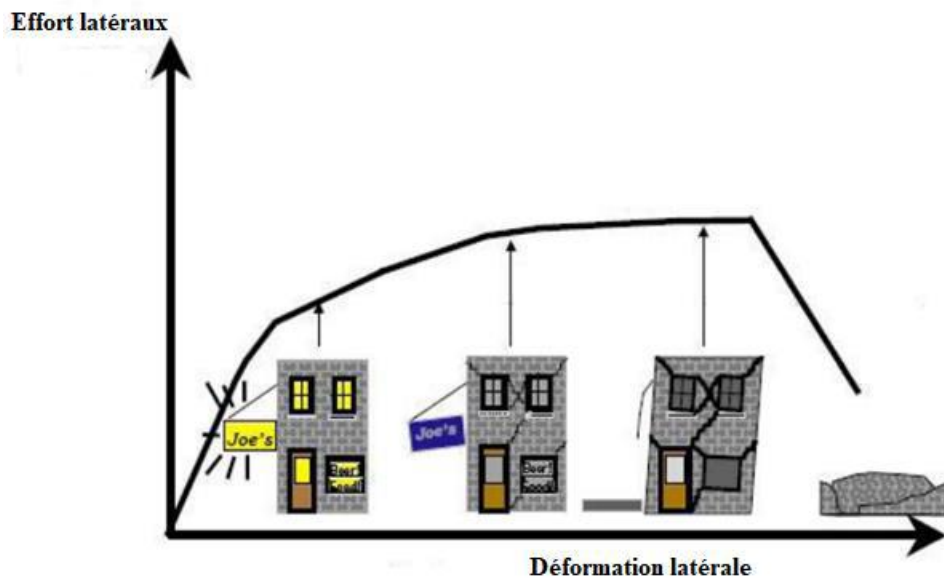


Figure V. 1 Endommagement correspondant[3].

D'après cette courbe on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- **Niveau 1** : Notre structure est dans le domaine élastique, elle est conçue par le règlement parasismique algérien. La structure peut subir des endommagements très petits.
- **Niveau 2** : Les endommagements sont susceptibles de se développer, mais la structure reste encore en dehors du danger.

Chapitre V: Analyse non linéaire

- **Niveau 3** : La structure présente un endommagement avancé, elle n'a aucune capacité de résistance, et sa stabilité étant en danger.
- **Niveau 4** : Effondrement totale de la structure.

V.2 Définition de l'analyse pushover :

L'analyse « push over » est une procédure statique non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée dans laquelle la structure subite des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Il existe différents guides traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency).
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings".
- FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings" [4].
- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission "ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings "[3].
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, "calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments "[5].

V.3 But de l'analyse Pushover :

- Décrire le comportement réel de la structure
- Évaluer les sollicitations et déplacements des éléments
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :
 - Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie
 - Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles
 - Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments
 - Identification des zones critiques siège de grandes déformations

V.4 Origine de l'analyse pushover :

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui

Chapitre V: Analyse non linéaire

implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

V.5 Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over » :

La méthode push over conventionnelle suit les pas généraux suivants [5] :

- Construire la courbe Push over effort tranchant à la base Vb - déplacement au Sommet Ds .
- Conversion de courbe de push over (Vb -) au courbe de capacité ($Sa-Sd$).
- Conversion du spectre de réponse élastique ($-T$) au spectre de demande ($Sa-Sd$).
- Détermination du point de performance de la structure.

V.6 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. [6].

V.7 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération Sa – Spectre de déplacement Sd ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités. Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure (μ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients

Chapitre V: Analyse non linéaire

d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel [7].

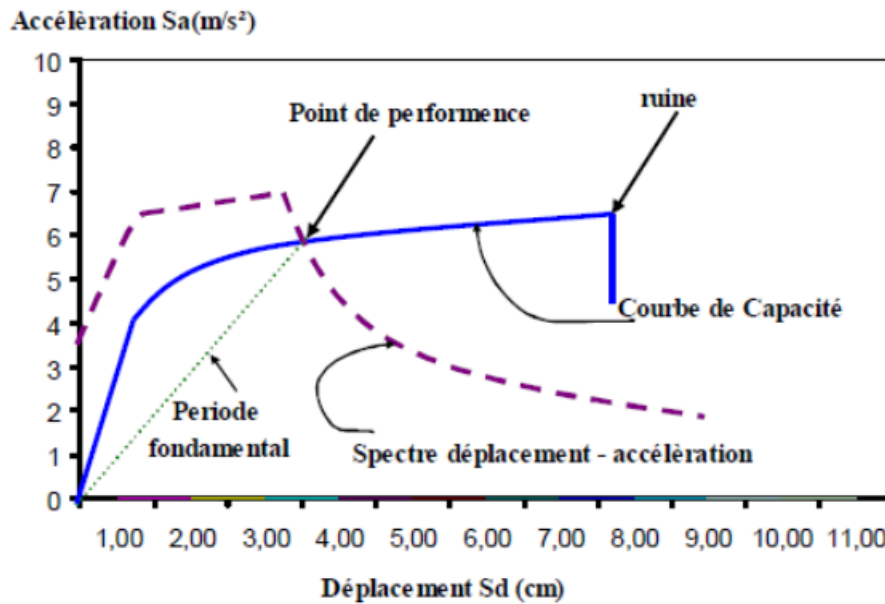


Figure V. 2 Courbe de capacité spectrale (ATC 40) [3].

V.8 Rotules plastiques :

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment -courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments, sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la relation d'écoulement est obtenue comme suit :

$$\theta_y = L \times \varphi_y$$

avec :

L : Longueur de l'élément

φ_y : Courbure à l'écoulement

θ_y : Rotation à l'écoulement

La capacité de rotation des rotules plastique des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'ATC-40, et la valeur du moment ultime de rotation est obtenu en ajoutant de rotation plastique à la rotation du l'écoulement.

$$\theta_p = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times l_p$$

avec :

Chapitre V: Analyse non linéaire

l_p : Longueur de rotule plastique

ϕ_{ult} : Courbure ultime

θ_p : Rotation plastique

ATC-40 suggère que longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la profondeur de coupe dans le sens de chargement est une valeur acceptable, qui donne généralement des résultats conservateurs [7].

V.9 Spectre de demande :

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan $S_a - T_n$, par les transformations des périodes en déplacements spectrales en utilisant la formule suivante :

$$S_a = w^2 S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a$$

Ou tenson les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

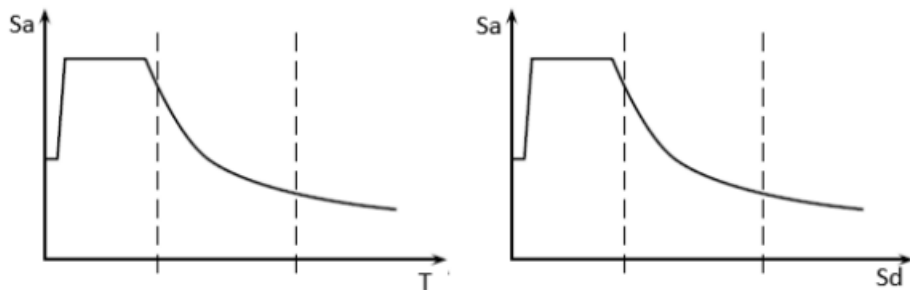


Figure V. 3 Transformation ADRS du spectre de réponse [5].

V.10 Définition du comportement non linéaire de la structure :

V.10.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutre :

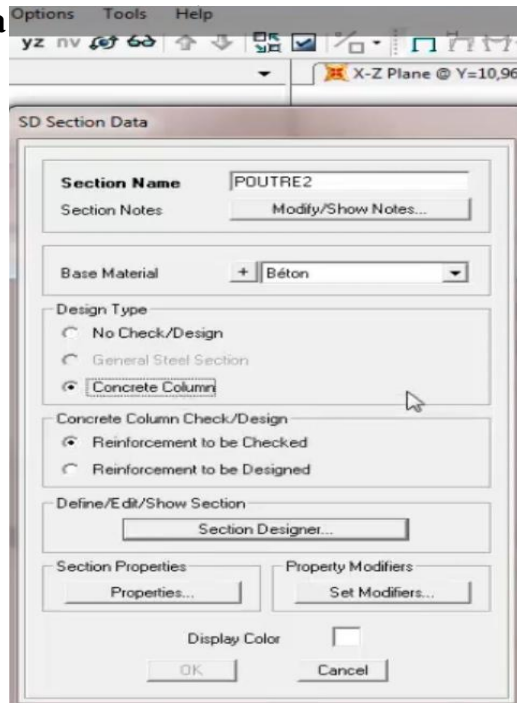
Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Après la modélisation de la structure par logiciel SAP 2000 :

Le premier bas : est declarations les sections avec leur ferrailage des elements

Define → section propriety → frame sections → add new propriétés



: Ana



Intruduire les dimensions de la section et choisir les barres des ferrillages

Pour les poutres et poteaux .

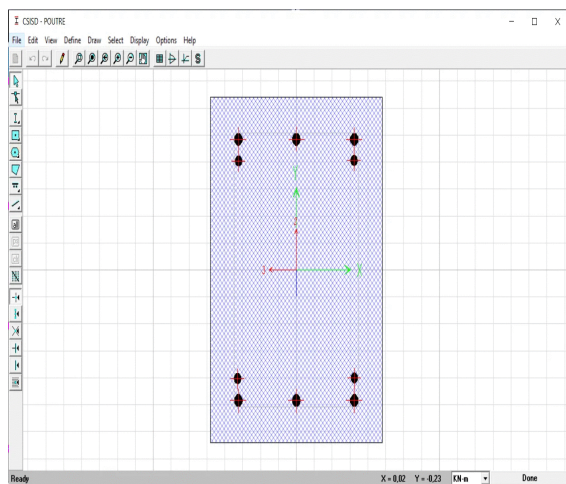


Figure V. 5 Ferrailage de poutre

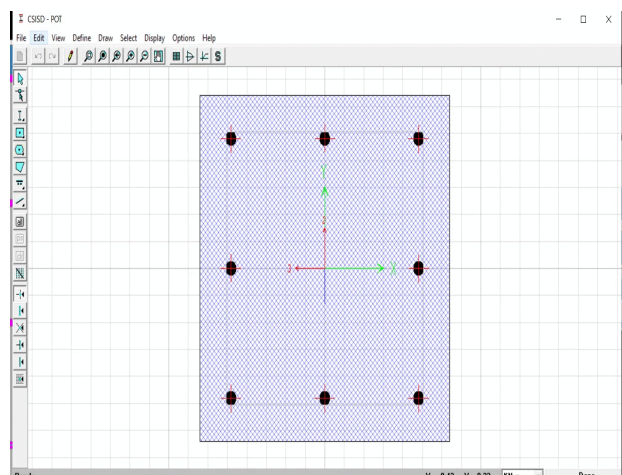


Figure V. 4 Ferrailage de poteau

En fois vous faite la conception des poutres et poteau avec leur ferrailage vous allez sélectionne tout les barres

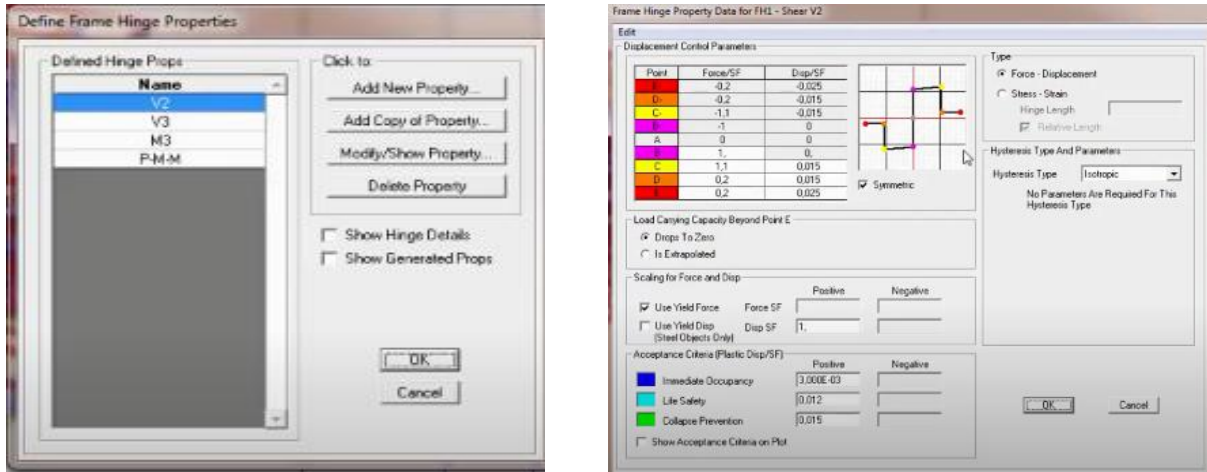
Assing → frame → frame section → OK pour affecter les nouvelles sections

On deuxième étape : introduire les rotules plastiques dans les poutres et les poteaux en passe par le chemin suivant :

Define → section propriety → hinge proprieties → add new propriétés
concrète → OK

Nous déclarer quatre types des rotules plastiques V_2 V_3 M_3 PMM

Chapitre V: Analyse non linéaire



Assing → frame → hinges → introduit les rotules → OK

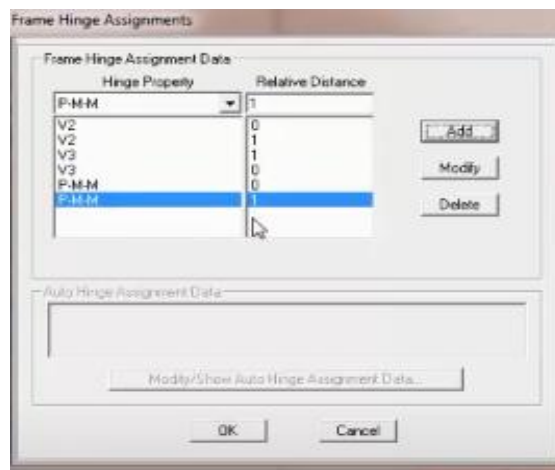


Figure V. 7 Introduction des rotules plastiques des poteaux(V2, V3, PMM)

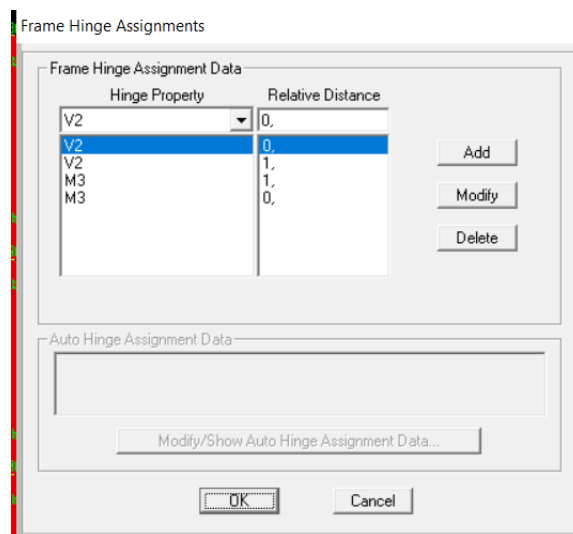


Figure IV. 8 Introduction des rotules plastiques des poutres (V2, M3)

V.10.2 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Le SAP 2000 permet d'introduire les rotules seulement aux éléments Area, mais dans cette version, il fournit un élément non linéaire (Shell-layer/non linéaire) qui permet de

Chapitre V: Analyse non linéaire

modéliser le comportement non linéaire sans que les rotules soient attribuées selon le chemin suivant :

Defin → section properties → area section → voile (modify show section)
(Shelllayer /non linéaire) → modify/show layer definition → Quick start

L'option (Matérielle Data and Concrète Thickness) permet de définir les propriétés des matériaux utilisés ainsi que l'épaisseur du voile.

L'option In Plane Element Component Behavior) : Le matériau béton sera modéliser par un élément membranaire et un autre élément plaque, et à partir de cette option on peut définir la direction du comportement de l'élément plaque.

Concrete Shell Section Quick Start Parameters

Section Name: voile

Rebar Layers: One Layer Two Layers

Units: KN, m, C

Material Data And Concrete Thickness:

Concrete Material: + BETON

Rebar Material: + Armateur

Concrete Thickness: 0.2

In-Plane Element Component Behavior:

S11 Nonlinear

S22 Nonlinear

S12 Nonlinear

Out-of-Plane Element Component Behavior:

Same as In-Plane

Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover:

Size and Spacing Is the Same For All Rebar

Top Bars - Direction 1: + 14d @ 0.2 Cover: 0.03

Top Bars - Direction 2: 14d @ 0.2 Cover: 0.03

Bottom Bars - Direction 1: 12d @ 0.2 Cover: 0.03

Bottom Bars - Direction 2: 8d @ 0.2 Cover: 0.03

Shell Section Elevation View:

Top

Bottom

Show Elevation 1-3 Show Elevation 2-3

Shell Section Plan View:

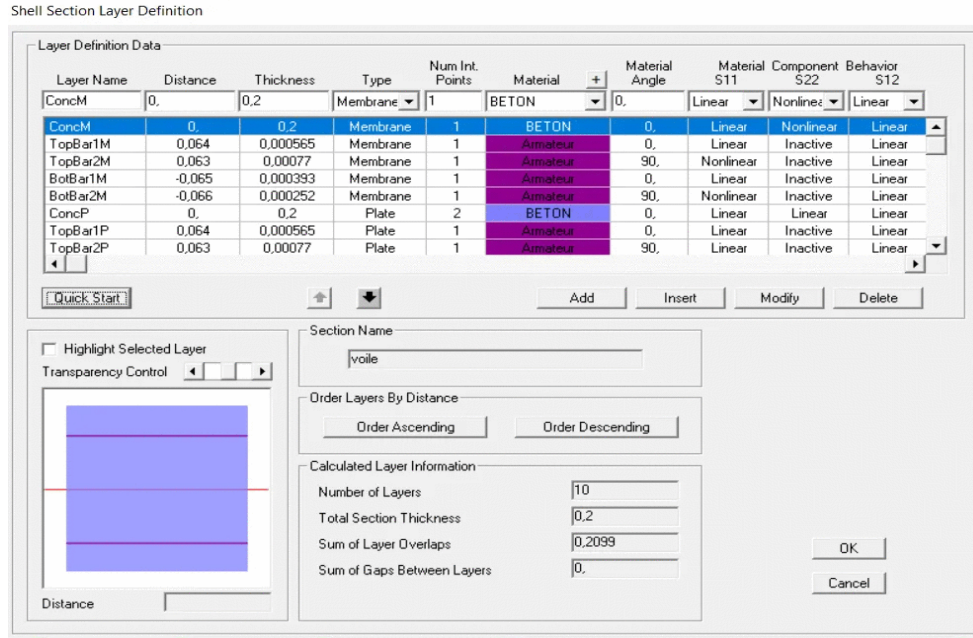
Top Bot

OK Cancel

L'option (Rebar Size Spacing And Clear Cover): Cette option nous permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du mur voile en béton armé ainsi que le recouvrement des armatures.

Quant aux options (Shell Section Elévation View) et (Shell Section Plan View) permettent de schématiser le détail du ferrailage en plan élévation du mur voile.

Chapitre V: Analyse non linéaire



V.11 Définition du chargement de l'analyse push over :

V.11.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires:

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire.

Le chemin pour y accéder est : define → load cases → G → Dead → modify/show load cases

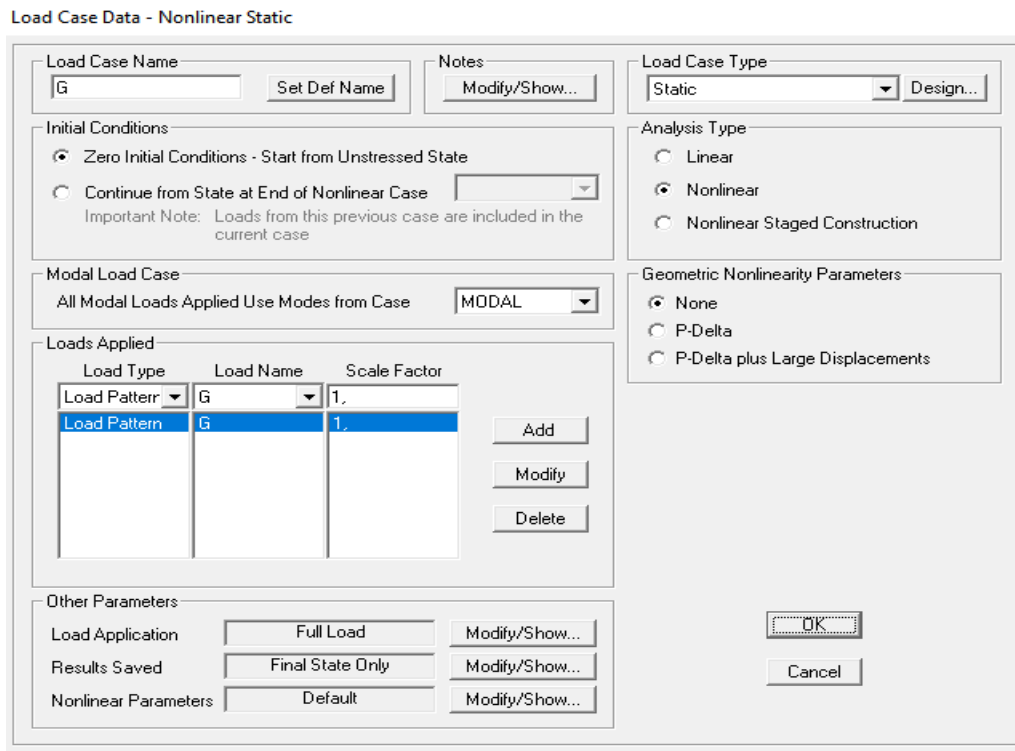


Figure V. 8 Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales

Chapitre V: Analyse non linéaire

V.11.2 : Définition de l'analyse sous charges horizontales:

L'étape suivante consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY.

Le chemin est : Define → Load Cases → Add New Load → Case push XX

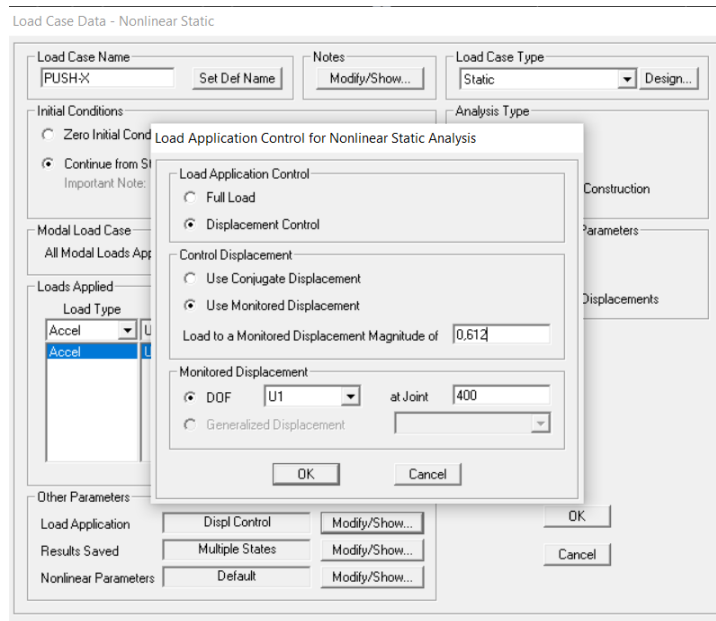


Figure V. 9 Détermination du noeud de contrôle

L'analyse est effectuée en mode "Déplacement contrôlé", le noeud de contrôle est défini dans les cases « **load application** » le déplacement est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage. $D_{cible} = h/25 = 0.612 \text{ m}$

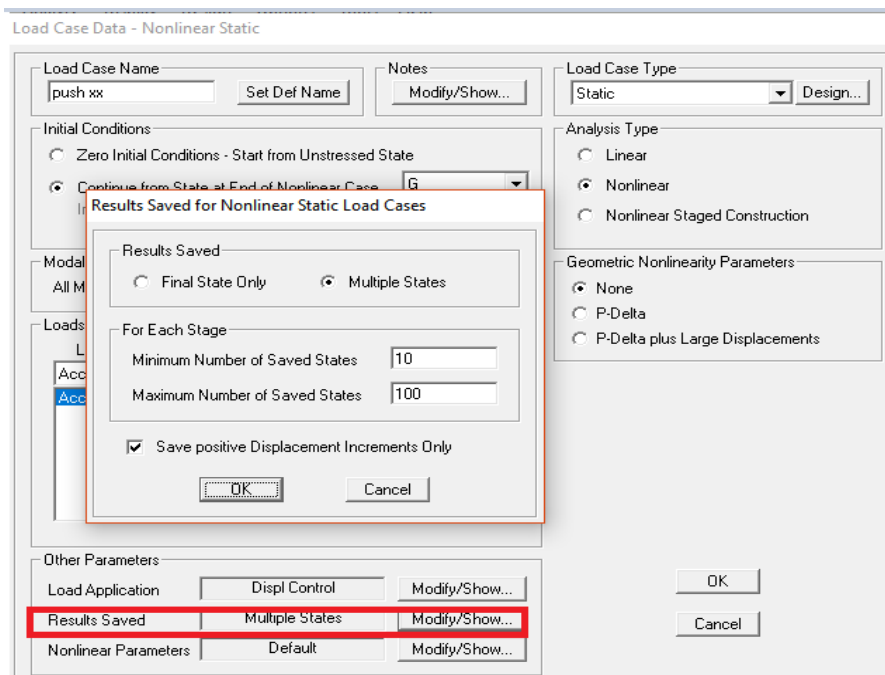


Figure V. 10 Définition du chargement de l'analyse push over sens xx

Chapitre V: Analyse non linéaire

V.11.3 : Définition le spectre de reponse:

Define → fonction → réponse Spectrum

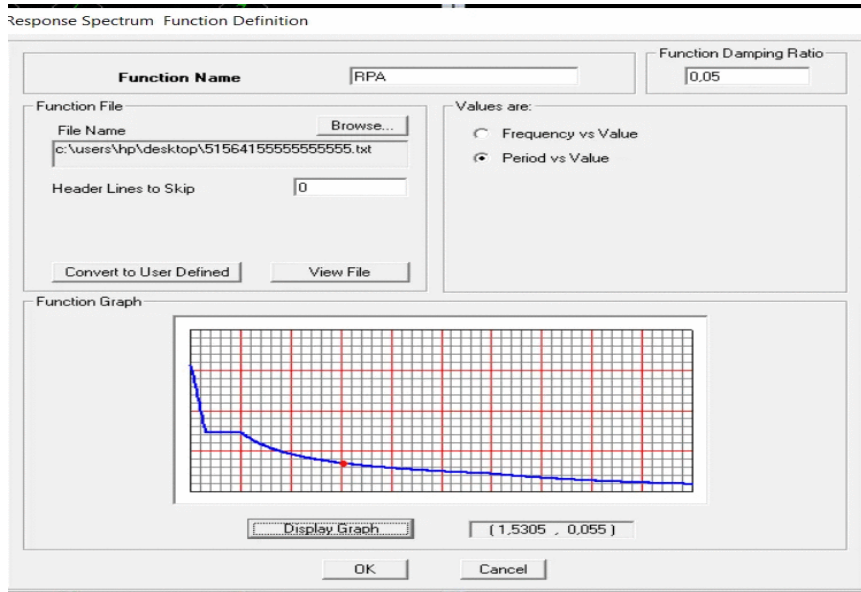


Figure V. 11 Spectre de RPA

Exécution de l'analyse : Analyse → Run Analysis.

V.12 Résultats de l'analyse pushover

V.12.1 L'analyse pushover dans les deux sens Pour visualiser la courbe de capacité :

Display → Show Static Push Over Curve.

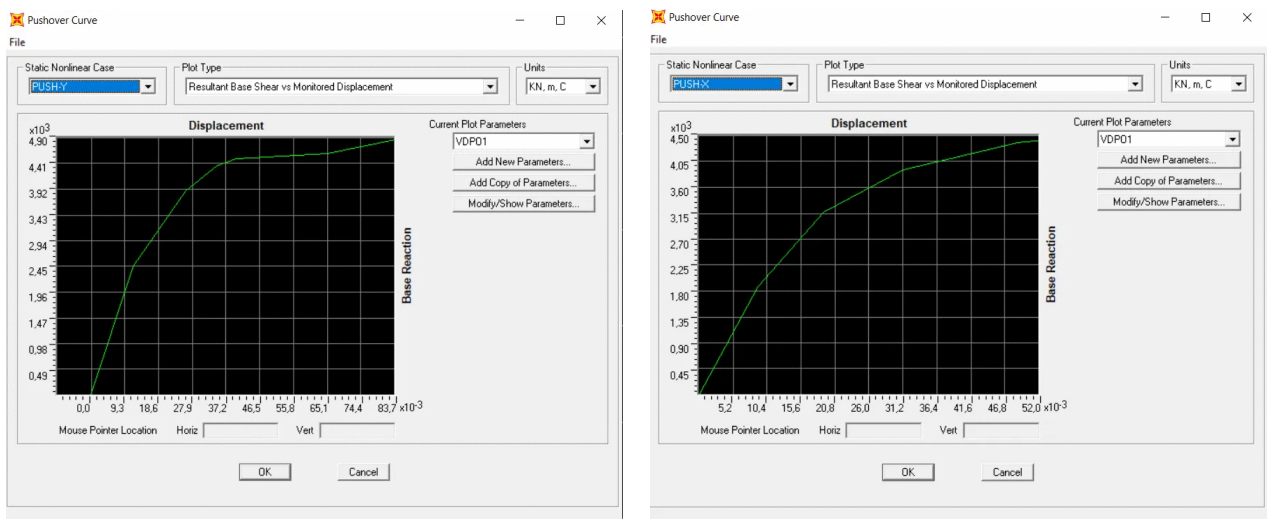


Figure V. 12 Résultats de l'analyse push over

Chapitre V: Analyse non linéaire

Comparaissant :

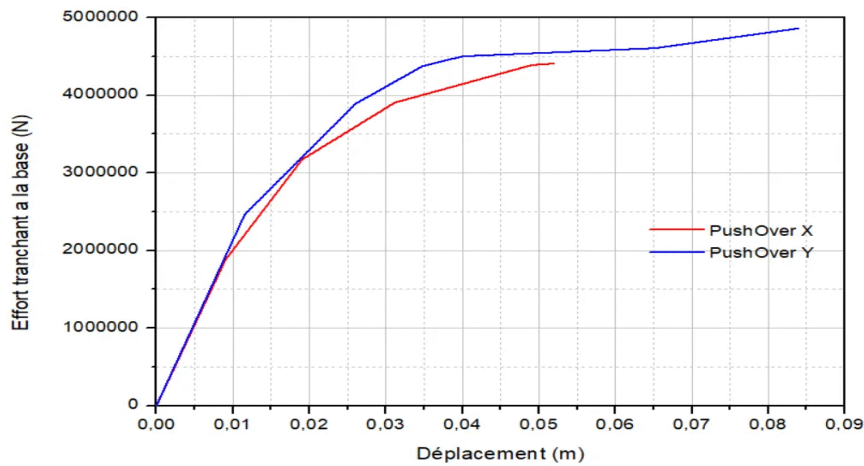


Figure V. 13 les courbe de capacité sens x et y

Commentaire :

La rigidité selon le sens Y est inférieure à celle du sens X, cela est dû aux distributions des voiles. Donc on voit que la structure se déplace dans le sens Y plus que sens X d'où la rupture selon X plus probable selon Y donc est réduit les dimensions pour obtenir une structure ductile et moins rigide.

V.12.2 Le point de performance :

Le point de performance correspondant à l'intersection des graphes de capacité et la demande de spectre.

Le sens X-X :

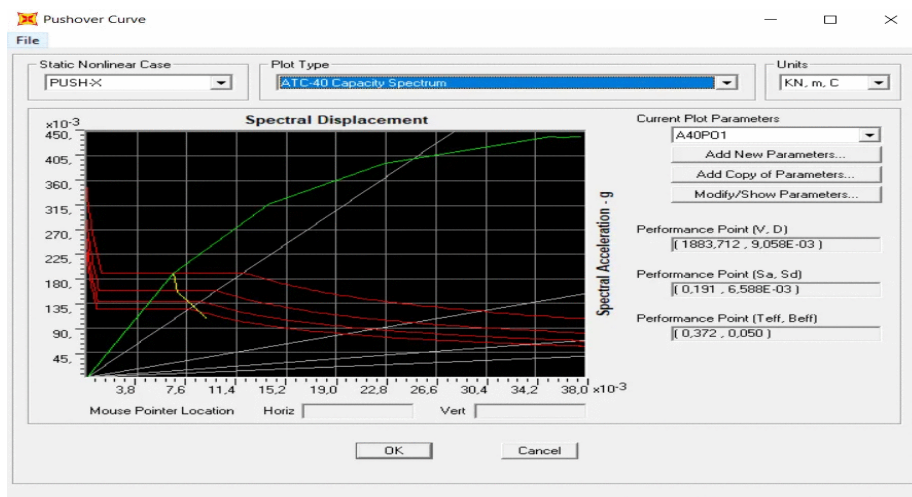


Figure V. 14 Détermination du point de performance X-X

Chapitre V: Analyse non linéaire

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ($V_p= 1883.71$; $d_p= 0.009$).

Le sens Y-Y:

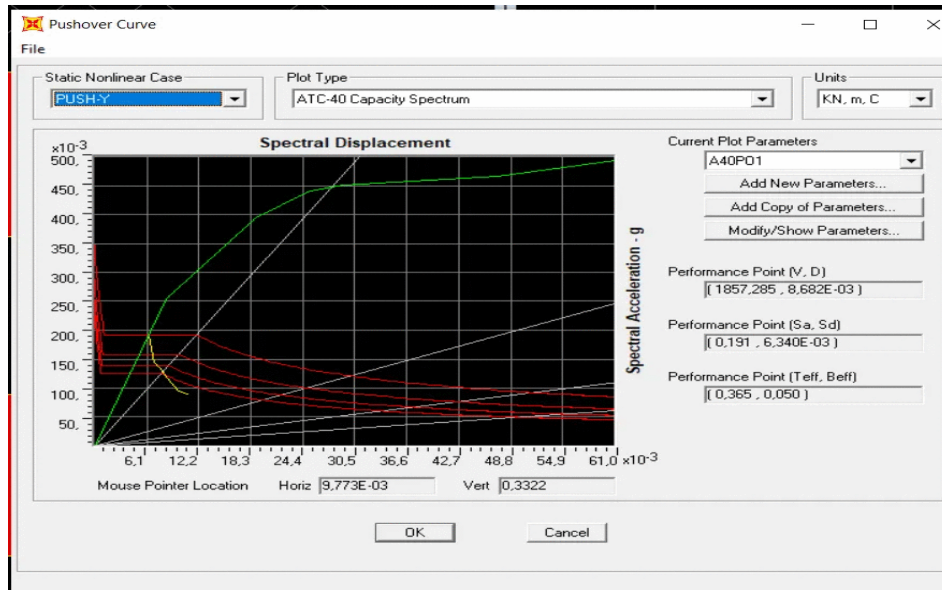


Figure V. 15 Détermination du point de performance Y-Y

Donc les courbes de capacité-demande sont :

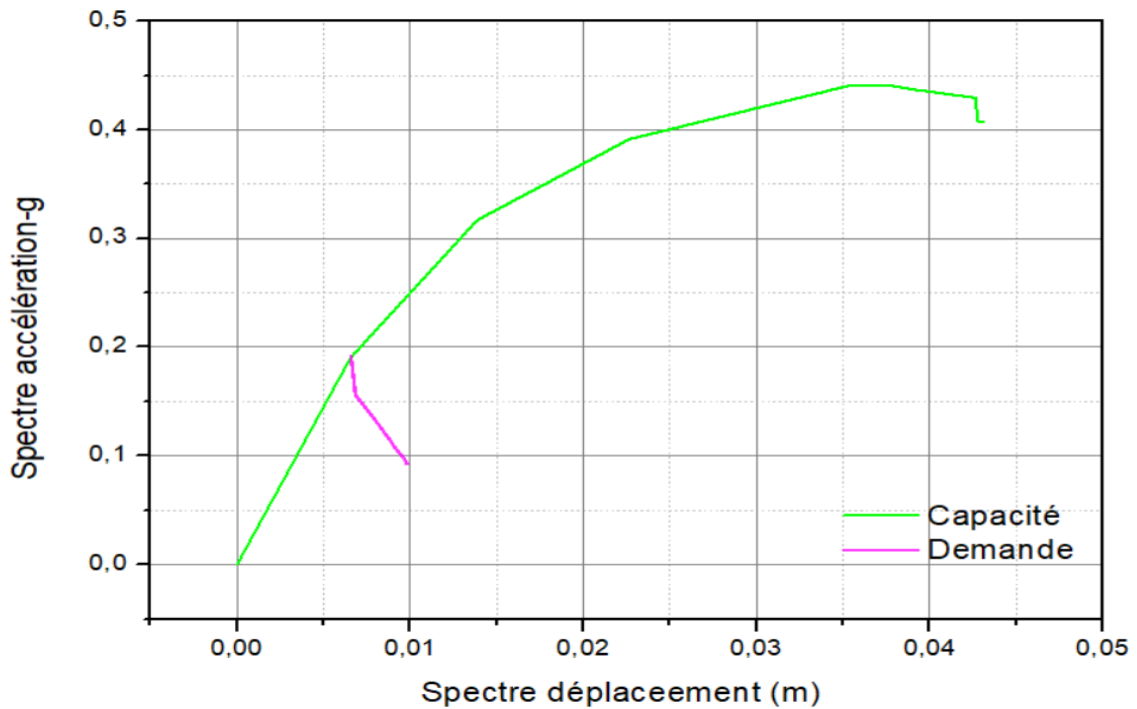


Figure V. 16 Courbe de capacité-demande sens X

Chapitre V: Analyse non linéaire

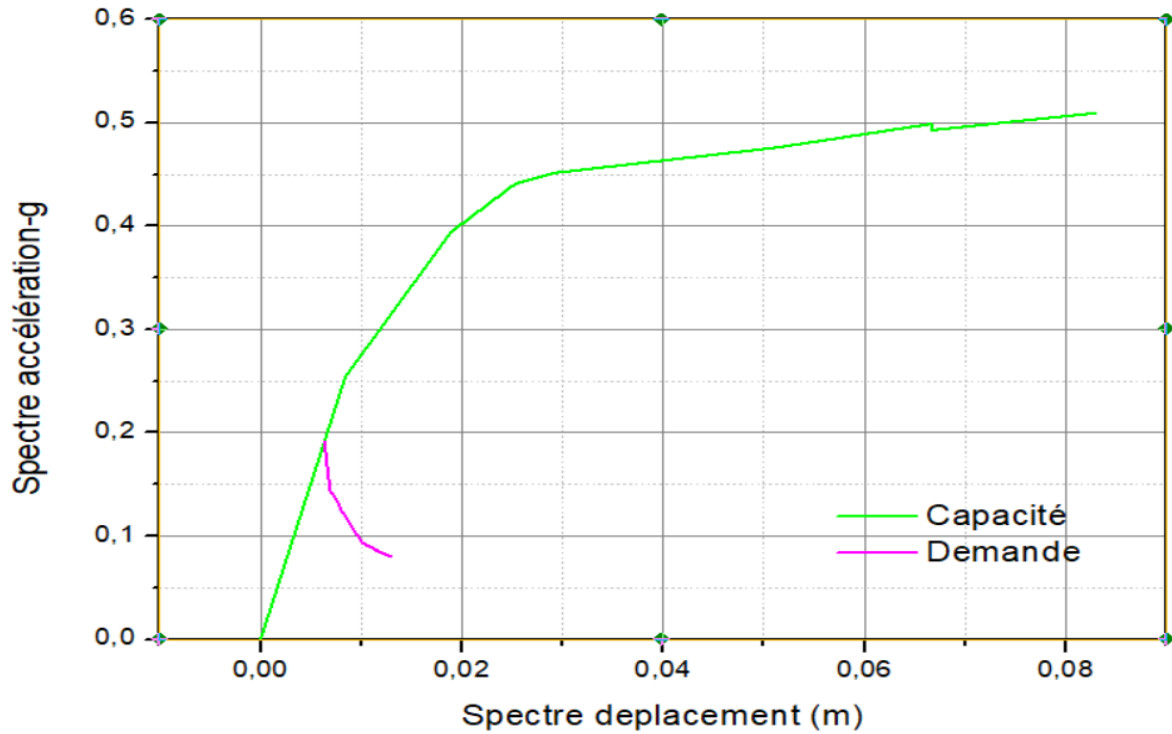


Figure V. 17 Courbe de capacité-demande sens Y

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ($V_p = 1857.28$; $= 0.0086$).

Les valeurs des déplacements et les efforts tranchants correspondants au point de performance obtenus par le SAP2000 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 caractère de point de performance

	Effort à la base V (KN)	Déplacement D (cm)	Période eff effective T(sec)	Amortissement Effective (%) effβ
Push Ux	1883.71	0.9	0.372	0,05
Push Uy	1857.28	0.86	0.365	0,05

Commentaire :

Le déplacement selon les deux sens sont proches. D'après tous les calculs, dans les deux sens X et le sens Y, on remarque que le sens x est plus vulnérable à l'action sismique que le sens Y. Donc pour améliorer la résistance de la structure, il est préjudicieux de revoir la disposition des voiles dans le sens X.

Chapitre V: Analyse non linéaire

Table Display

File Edit

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,372205	0,050000	0,000000	0,000000	0,006586	0,191392	1,000000	1,000000
1	0,372205	0,050000	0,006549	0,190291	0,006586	0,191392	0,727350	1,372745
2	0,419764	0,104798	0,013867	0,316814	0,006837	0,156201	0,737997	1,371543
3	0,482582	0,161241	0,022644	0,391419	0,007851	0,135712	0,735963	1,375909
4	0,568357	0,218759	0,035336	0,440363	0,008953	0,111570	0,733753	1,380654
5	0,568645	0,218988	0,035366	0,440296	0,008955	0,111484	0,733915	1,380520
6	0,575173	0,223552	0,036129	0,439638	0,009012	0,109669	0,737345	1,378317
7	0,585776	0,229405	0,037540	0,440429	0,009127	0,107081	0,738066	1,378147
8	0,586619	0,229711	0,037674	0,440729	0,009139	0,106908	0,737936	1,378425

Figure V. 18 Courbe de capacité dans la forme (Sa _SD) X-X

Table Display

File Edit

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,365175	0,050000	0,000000	0,000000	0,006340	0,191392	1,000000	1,000000
1	0,365175	0,050000	0,008412	0,253949	0,006340	0,191392	0,715655	1,384050
2	0,439602	0,135226	0,018922	0,394164	0,006916	0,144079	0,727916	1,380782
3	0,480591	0,169414	0,025280	0,440613	0,007651	0,133360	0,732224	1,379563
4	0,509570	0,197199	0,029120	0,451470	0,008046	0,124735	0,735563	1,378105
5	0,639391	0,261995	0,047363	0,466383	0,009717	0,095682	0,728496	1,378002
6	0,705680	0,266668	0,060952	0,492733	0,011003	0,088951	0,727516	1,378779

Figure V. 19 Courbe de capacité dans la forme (Sa _SD) Y-Y

V.12.3 Développement des Rotules Plastiques / SAP2000 :

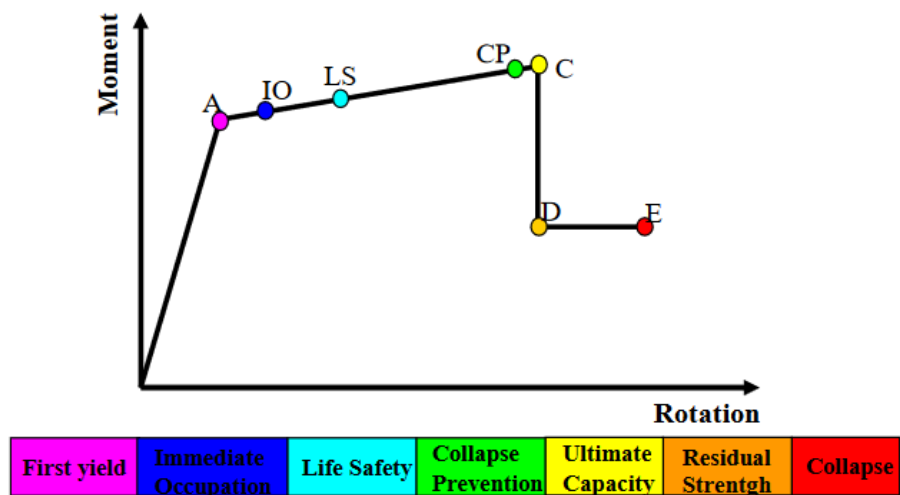


Figure V. 20 Loi de comportement de la rotule plastique[8].

Chapitre V: Analyse non linéaire

Sens X-Y, X-Z:

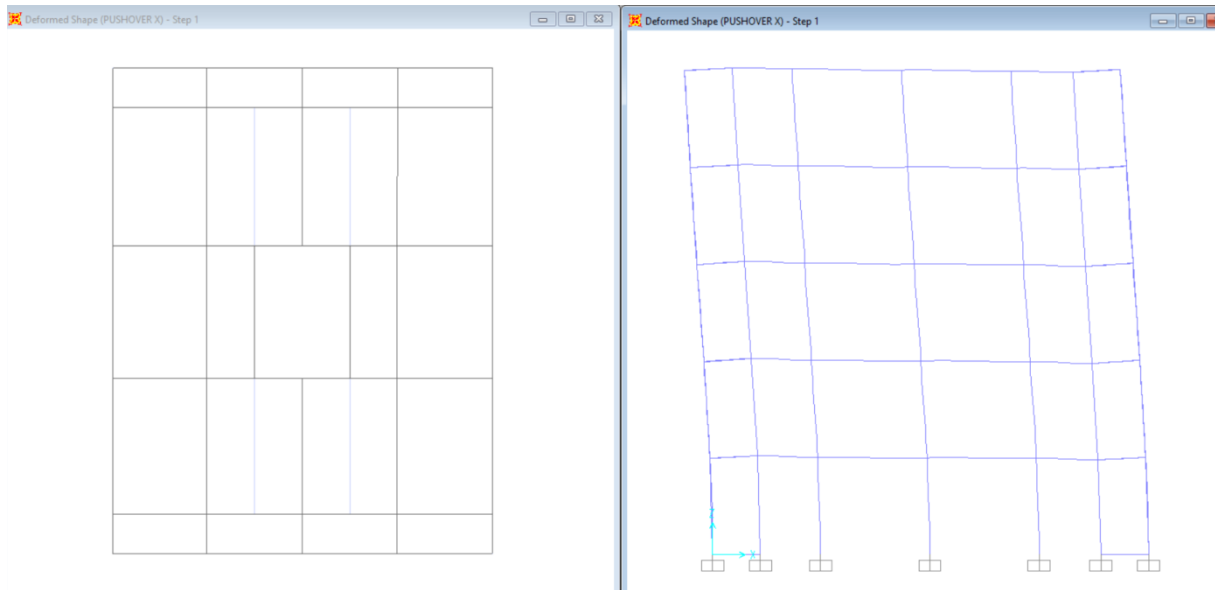


Figure V. 21 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 1

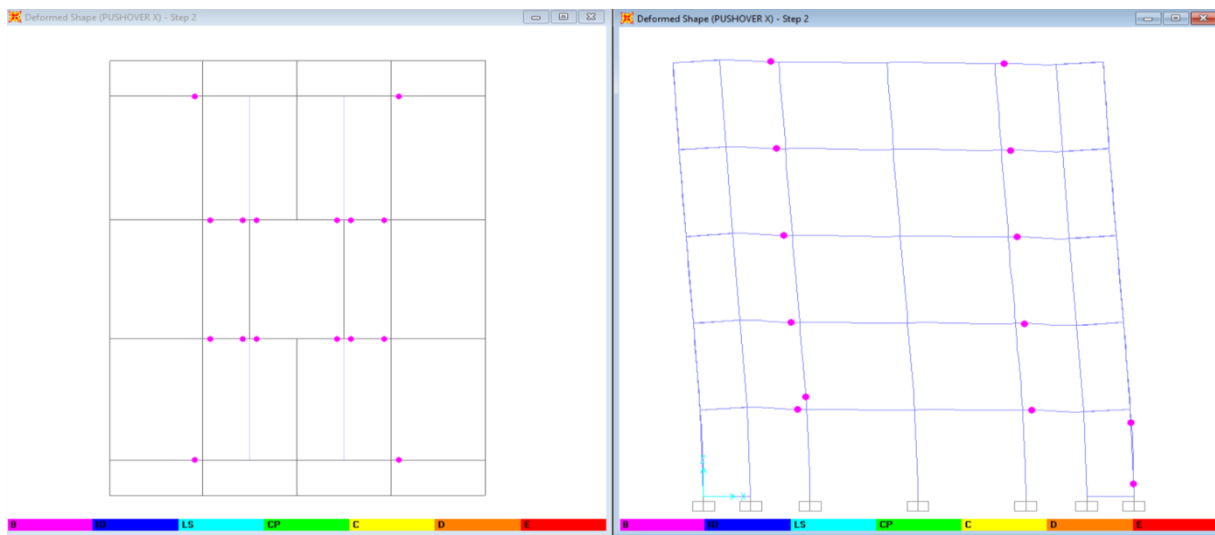


Figure V. 22 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 2

Chapitre V: Analyse non linéaire

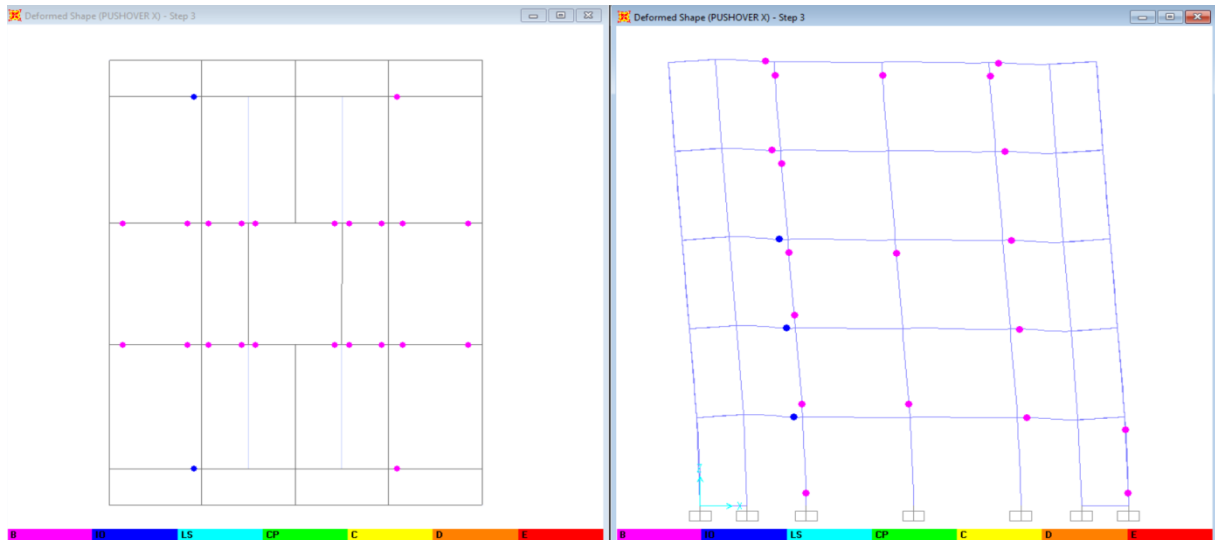


Figure V. 23 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 3

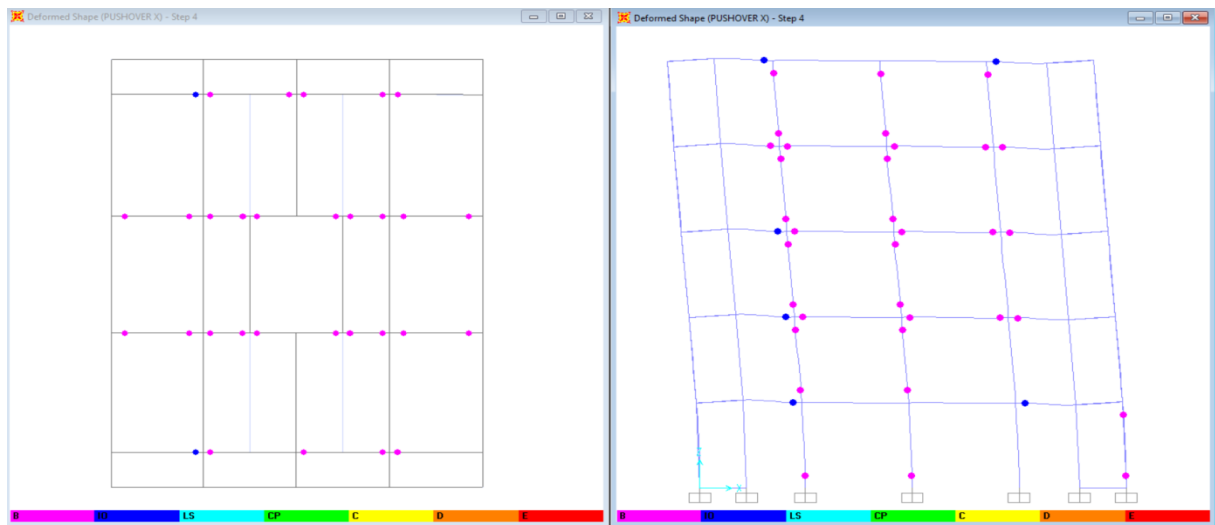


Figure V. 24 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 4

Chapitre V: Analyse non linéaire

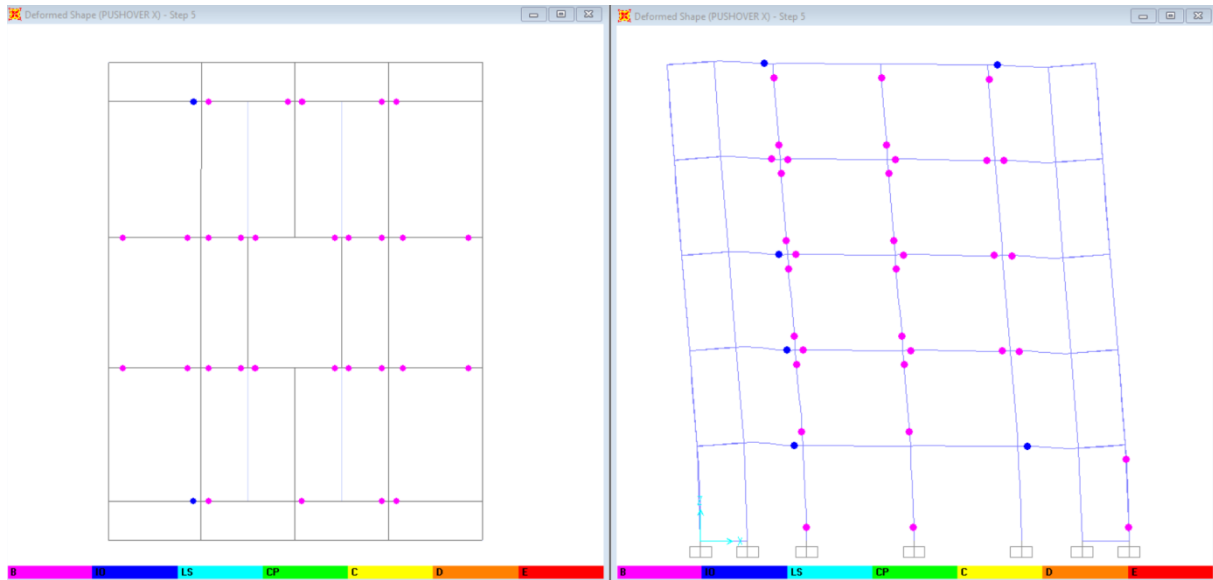


Figure V. 25 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 5

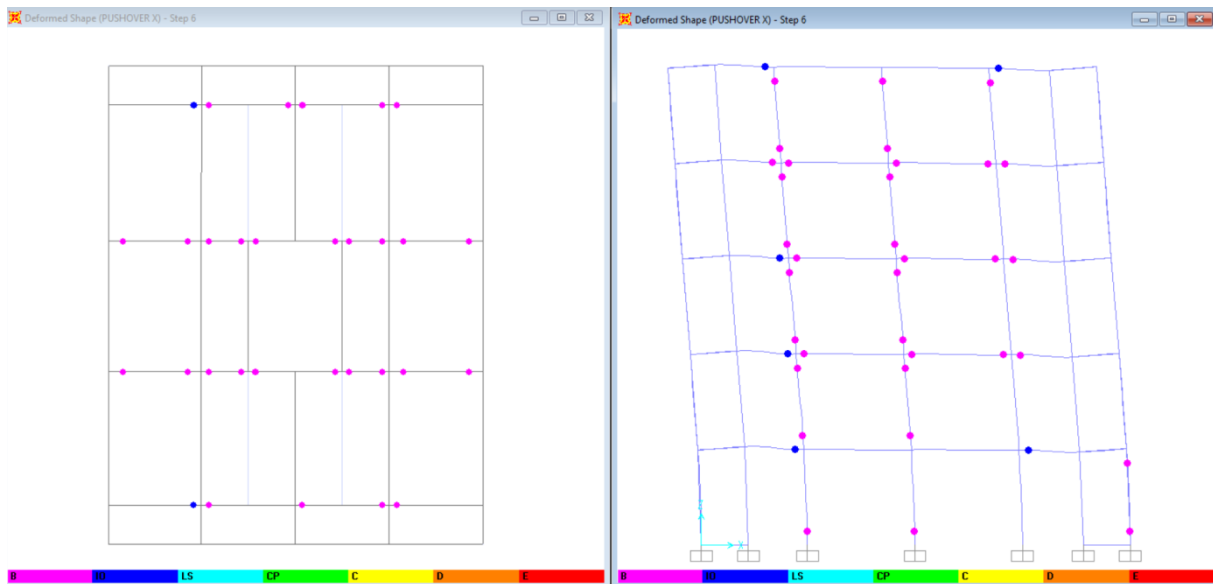


Figure V. 26 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, X-Z step 6

Chapitre V: Analyse non linéaire

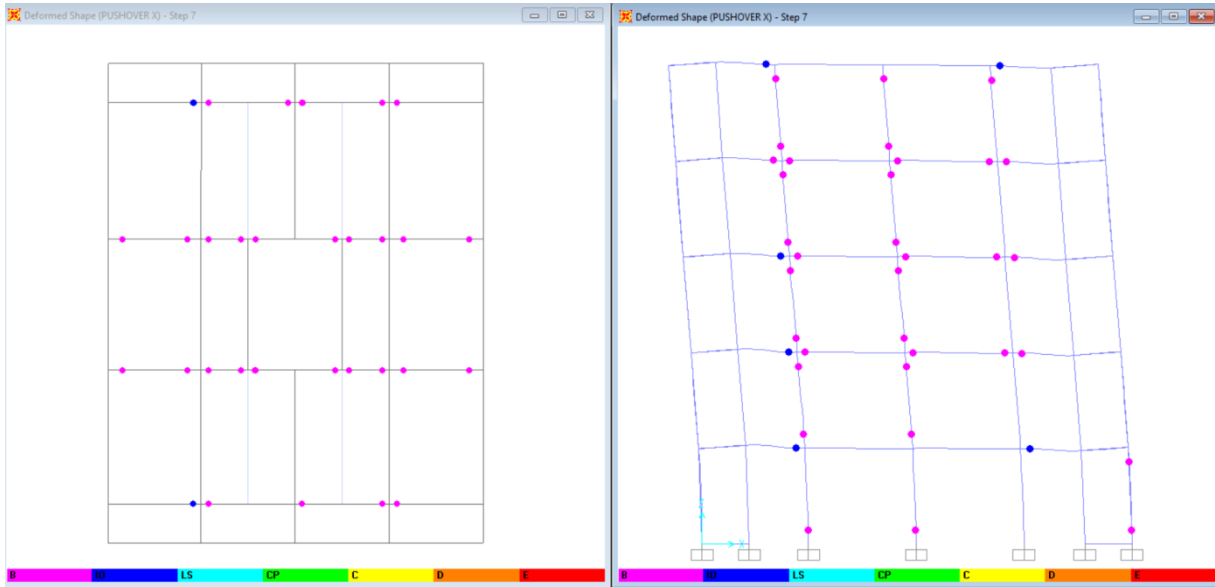


Figure V. 27 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Y, X-Z step 7

Chapitre V: Analyse non linéaire

Sens XY,YZ :

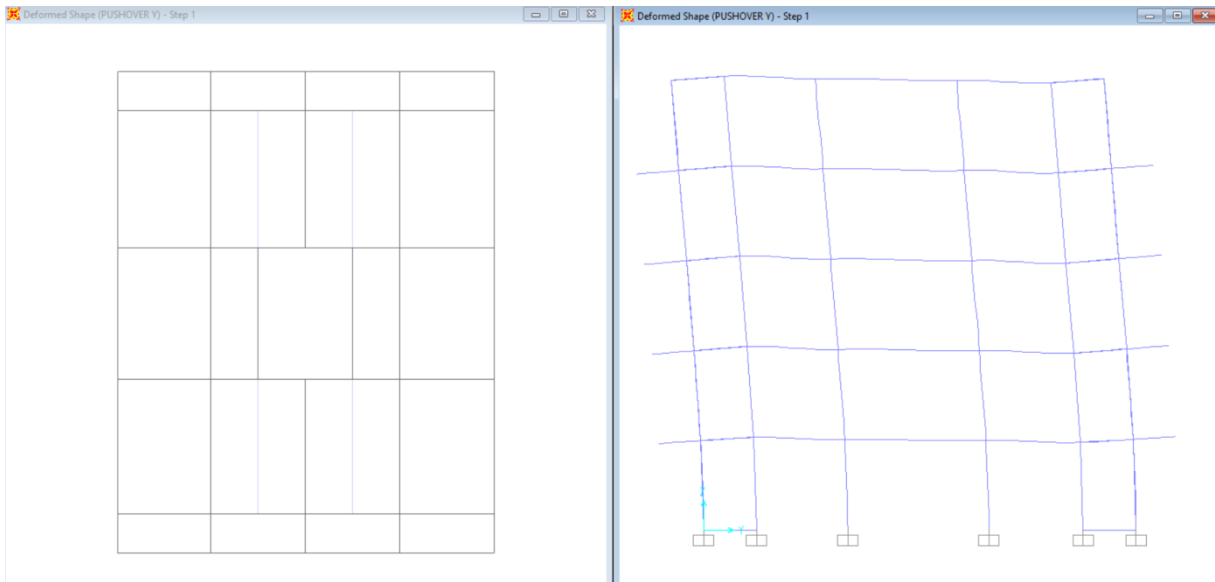


Figure V. 28 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 1

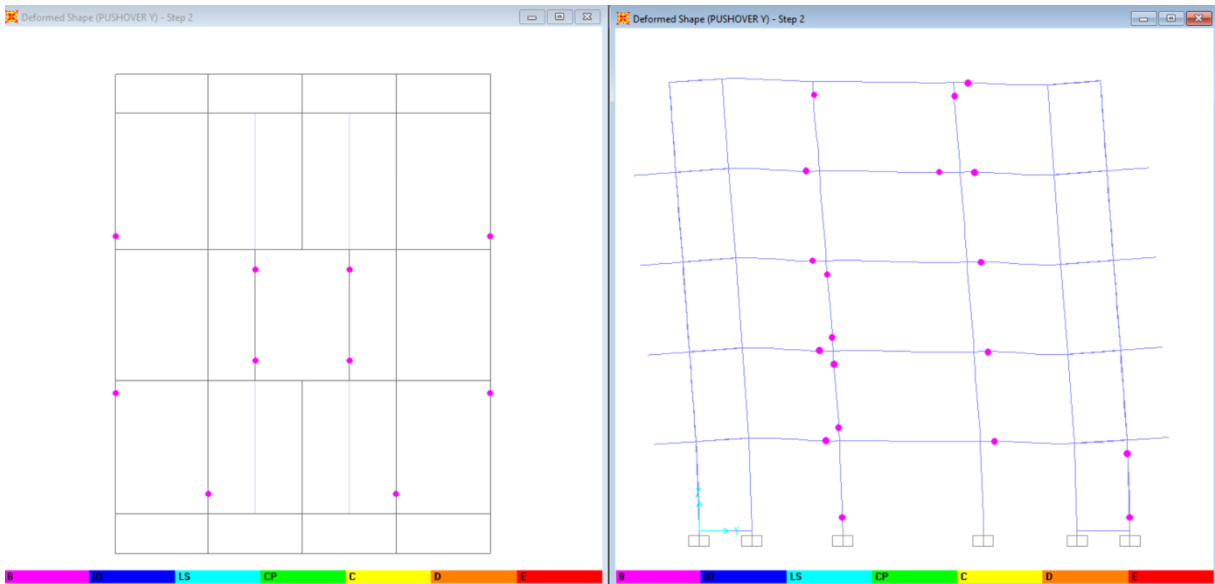


Figure V. 29 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 2

Chapitre V: Analyse non linéaire

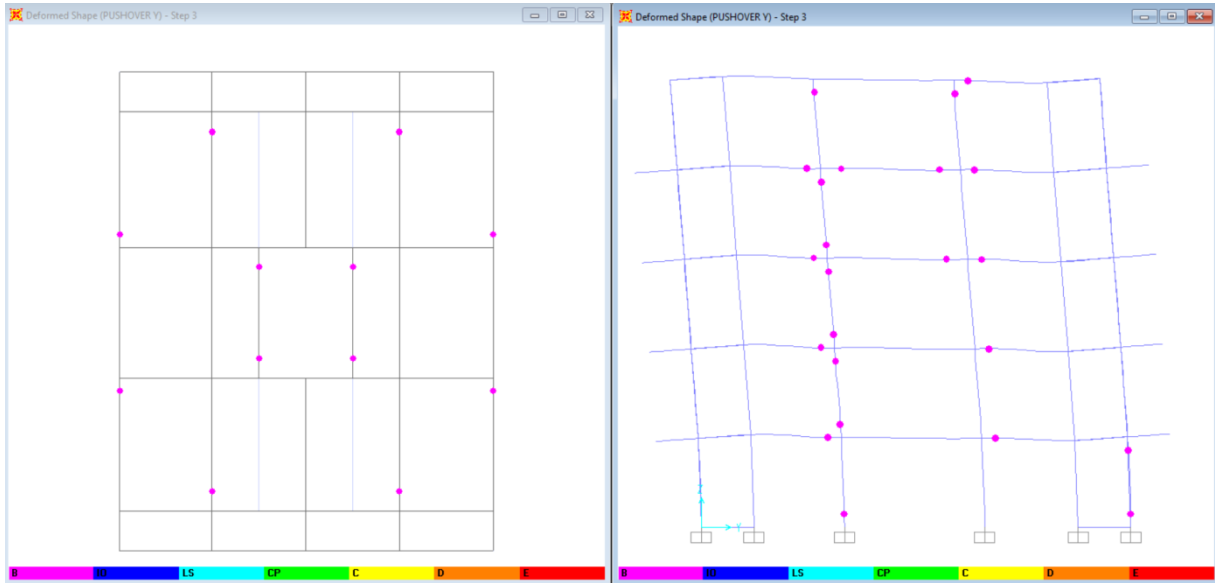


Figure V. 30 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 3

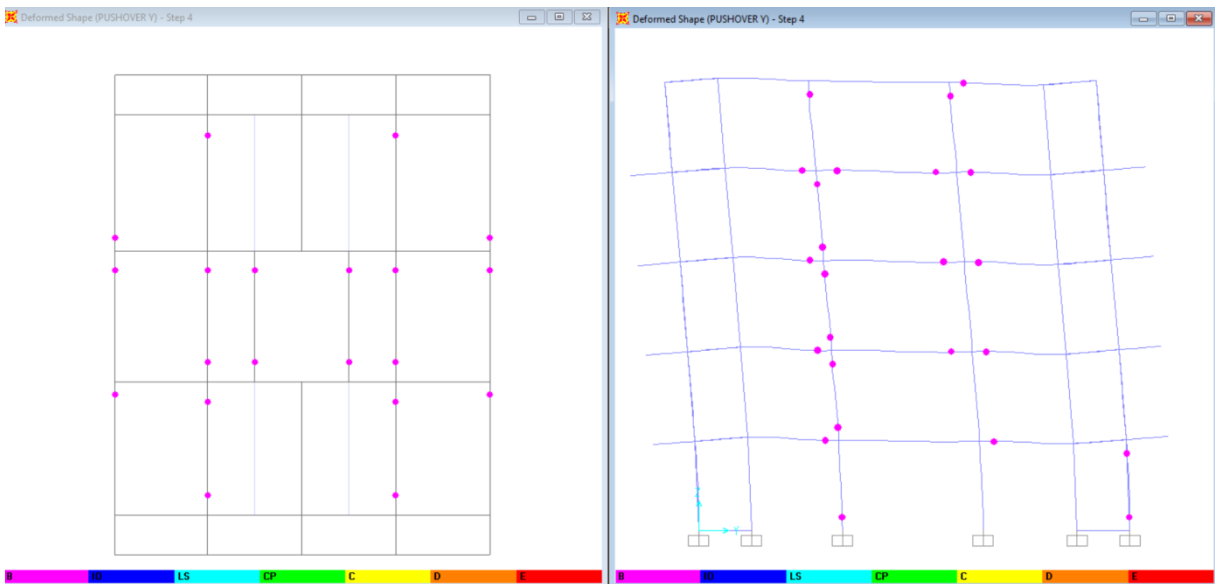


Figure V. 31 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 4

Chapitre V: Analyse non linéaire

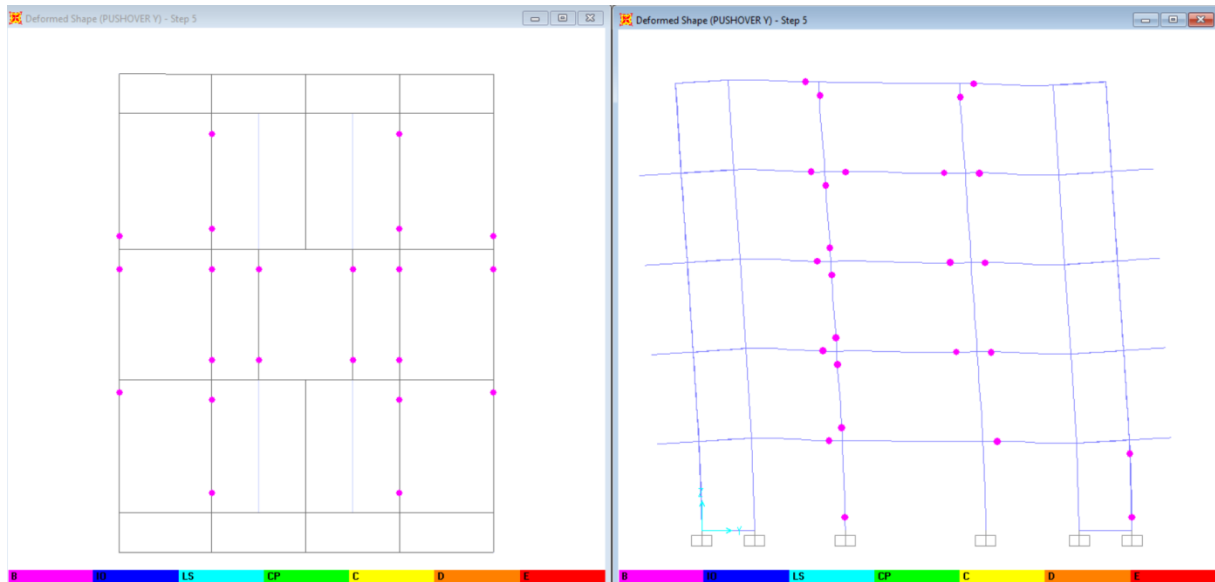


Figure V. 32 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 5

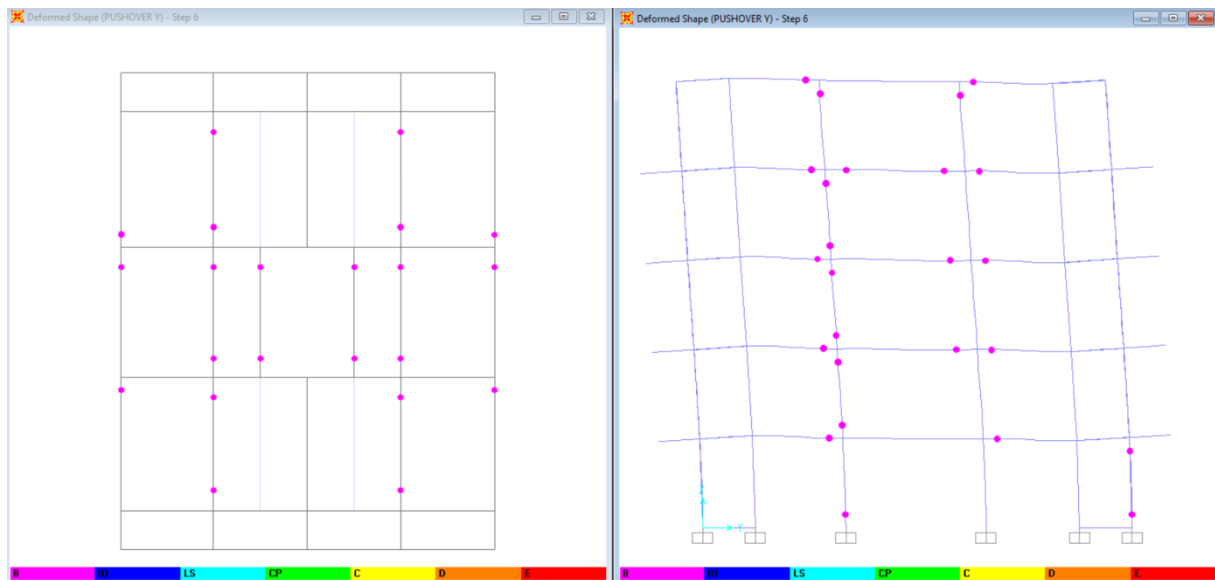


Figure V. 33 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sensX-Y, Y-Z step 6

Chapitre V: Analyse non linéaire

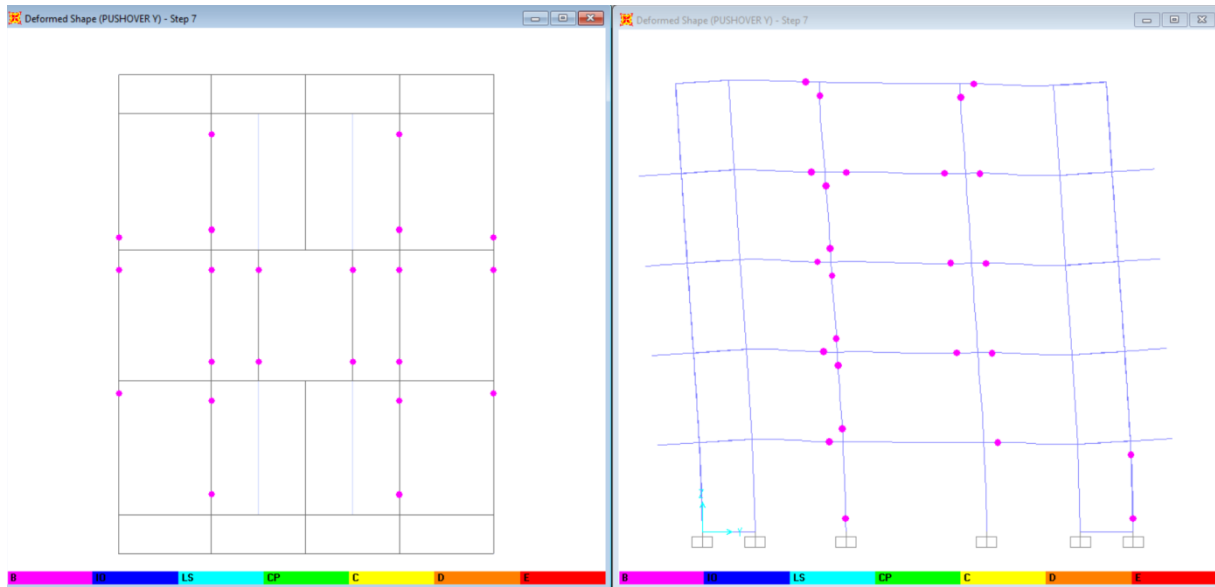


Figure V. 34 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Y, Y-Z step 7

Etage	Element	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
RDC	Poteaux	18	4	0	0	0	0	0	0
	Poutres	8	8	1	0	0	0	0	0
1^{er}	Poteaux	13	6	3	0	0	0	0	0
	Poutres	4	13	3	0	0	0	0	0
2^{eme}	Poteaux	8	12	2	0	0	0	0	0
	Poutres	8	10	2	0	0	0	0	0
3^{eme}	Poteaux	10	10	2	0	0	0	0	0
	Poutres	7	5	3	0	0	0	0	0
4^{eme}	Poteaux	11	13	2	0	0	0	0	0
	Poutres	10	3	2	0	0	0	0	0

Figure V. 35 Développement des Rotules Plastiques

Commentaire :

D'après l'analyse suivant le sens x-x et le sens y-y, on remarque qu'il y a une apparition de rotule du type **IO** au niveau des poutres par rapport au sens y-y, donc la structure ne subit pas au grand dommage.

Conclusion général :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master, c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquise durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche. Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'application des règles de calcul à savoir BAEL91, RPA99 version 2003.
- L'utilisation des logiciels de calculs tels que SAP2000 et ETABS.

La modélisation de la structure est une étape importante en raison que le calcul du ferrailage dépend des efforts internes obtenus, donc il faut la faire le plus correctement possible pour s'approcher plus du comportement réel de la structure en cas de séisme et ainsi assurer une bonne résistance pendant sa durée de vie.

Dans ce mémoire, en plus des méthodes classiques d'analyse du comportement sismique des structures, l'analyse du comportement non linéaire est utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Une méthodologie est d'abord proposée pour évaluer les déformations plastiques dans les éléments porteurs de notre ouvrage basée sur l'analyse statique non linéaire Push Over.

Lorsque l'on a des doutes sur la conception d'une structure, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques.

L'utilisation des différents logiciels de calcul des structures de bâtiment ETABS, et SAP2000 utilisés dans la recherche et le développement nous a permis une initiation à la recherche et nous a montré que l'interprétation des résultats obtenus est aussi importante que le résultat lui-même.

A la fin, nous souhaitons que ce projet de fin d'étude soit réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour d'autres prochains travaux.

Références bibliographiques

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [1] A. Boumekik « Analyse push over des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006.
- [2] K. Hamou, K. Ramdane « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over ».
- ».7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [3] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.
- [4] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic réhabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C. 2000.
- [5] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake résistance", Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1 :2004, 2004.
- [6] Evaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforcés par chemisages en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magistères présenté à l'université de constantine Département de génie civil Spécialité Mécaniques des Matériaux sol et structures, présenté par : Drouna Karima.
- [7] Mr Mahboub Lotfi Mr Moulessechool Sid Ahmed étude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites, Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Spécialité : ingénieries des structures.
- [8] BELKHEIR, M.A., Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie.

Annexe :

Plan

architectural