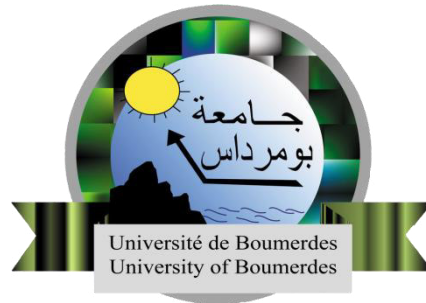


République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES**



**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

**Mémoire de Master**

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

Génie civil

Option : structure

**Thème :**

**Conception et étude d'un bâtiment R+5+S-SOL par une  
analyse dynamique et statique non linéaire**

**Présenté par :**

BENDOUHOU Anissa.

KACED Malika.

**Encadré par :**

Pr.KADRI.M

Promotion Juin 2017

## *Remerciements*

*Nous remercions DIEU qui nous à donner la force et la patience pour terminer ce travail.*

*Nous exprimons nos sincères remerciements :*

*A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.*

*A mon promoteur Pr. KADRI pour son inestimable aide et soutien.*

*Nous remercions énormément madame S.BEDAOU qui était toujours à nos côtes comme un bon guide, sans oublier son aide et sa générosité.*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin a la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.*

*Merci à tout le monde et que dieu vous garde.*



# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

- A ma très chère et adorable Mère qui a éclairé mon chemin et qui m'a encouragé et soutenu tout au long de mes études.
- A mon cher père, sans lui, je n'aurais pas aboutie à ce stade d'étude.

Que dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

- A mon marie Hamza
- A ma belle famille
- A mes frères Abd elmoumen, Abd rahmen.
- A mes sœurs Meriem.Asma et Marwa .
- A mes amis (es) Amina.
- A mon binôme Anissa.
- A tous mes enseignants du l'UMBB.

KACED Malika.



# DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

- A ma très chère et adorable Mère qui a éclairé mon chemin et qui m'a soutenu tout au long de mes études.
- A mon très chère mari **HAMZA** qui m'a encouragé de terminer mes études, ainsi que sa famille.
- A mes frères et mes sœurs.
- A tous mes amis
- A mon binôme MALIKA.
- A tous mes enseignants du l'UMBB.

BENDOUHOU ANISSA.



# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS .....	4
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU .....	5
Figure I.3: Diagramme contraintes- déformations de calcul. ....	6

## Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments et répartition des charges.

Figure II.2: schéma de la dalle machine. ....	8
Figure II.1: Coupe verticale d'un plancher courant. ....	8
Figure II.3: Vue en plan d'un acrotère. ....	9
Figure II.4: schéma d'escalier. ....	11
Figure II.5: Dimensions de la poutre .....	12
Figure II.6: Coupe de voile en élévation.....	15
Figure II.7: Coupe des voiles en plan. ....	15
Figure II.8: coupe de plancher terrasse. ....	16
Figure II.9: Coupe des murs.....	18
Figure II.10: Poteau de rive. ....	21
Figure II.11: surface revenante au poteau voisin de rive. ....	22
Figure II.12 : Poteau d'angle.....	23

## Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires.

Figure 1 : coupe transversale de l'acrotère. ....	26
Figure 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	32
Figure 3 : Plan de ferrailage du balcon. ....	36
<b>Figure 4</b> : Diagramme des charges à l'ELU. ....	37
Figure 5: Diagramme des charges à l'ELU. ....	37
Figure 6 : Diagramme de moment à l'ELU. ....	38
Figure 7 : Diagramme de moment à l'ELU. ....	38
Figure 8 : Diagramme de moment à l'ELU. ....	40
Figure 9 : Diagramme de moment à l'ELS. ....	41
Figure 10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	42
Figure 11 : Diagramme de moment. ....	50
Figure 12 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.....	52
Figure 13 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	53

Figure 15 : ferrailage de la dalle. ....	56
Figure 16 : Ferrailage de la dalle machin. ....	62

## Chapitre IV: Etude sismique et dynamique.

Figure IV.1: schéma de la structure en 3D .....	65
Figure IV.2: La disposition des voiles (vue en plan) .....	66
Figure IV.3: Diagramme de spectre de calcul. ....	74
Figure IV.4: 1 <sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens XX de periode T =0.553s.....	76
Figure IV.5: 2 <sup>eme</sup> Mode de translation suivant le sens YY de periode T =0.381s.....	77
Figure IV.6: 3 <sup>eme</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de periode T =0.302s .....	77
Figure IV.7: La position des poteaux dans le plan de la structure. ....	86

## Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux.

Figure V.1: Disposition des voiles.....	105
Figure V.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.....	107
Figure V.3: Ferrailage du trumeau dans les voiles. ....	109

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Figure VI.1: schéma de radier nervuré. ....	118
Figure VI.2: Diagramme Des Contraintes. ....	122
Figure VI.3: Schéma du panneau le plus défavorable. ....	125
Figure VI.4: dimensionnement des nervures. ....	128
Figure VI.5 : schéma d'évaluation des charges. ....	129
Figure VI.6: schéma statique du débord. ....	133
Figure VI.7: Répartition des charges de voile périphérique. ....	135

## Chapitre VII : L'analyse Push Over.

Figure VII.1:Boite de dialogue. ....	145
Figure VII.2 : (a) ;(b) et (c) boite de dialogue des données d'analyse Push Over avec SAP 2000.....	146
Figure VII.3 : (a) ; (b) et (c) sont les boites de dialogue des données d'analyse Push Over. .	148
Figure VII.4 : déclaration des rotules plastique. ....	148
Figure VII.5 : (a),(b),(c),(d) et (e) sont les boite de dialogue des définition des charges non linière. ....	151
Figure VII.6 : La boite de dialogue de lancement l'analyse. ....	151
Figure VII.7 : la formation des rotules plastique et leurs positionnements. ....	154
Figure VII.8 : Niveaux d'endommagement d'écrits par une courbe de capacité. ....	154

Figure VII.9 : (a) et (b) représente les courbe de capacité suivent X et Y respectivement. ...	155
Figure VII.10 : les courbe de capacité sens x et y. ....	156
Figure VII.11 : représentation de point de performance.....	157
Figure VII.12 : (a) et (b) représente les courbe de capacité suivent X et Y respectivement. .	157
Figure VII.13 : déplacement de niveaux dans le sens X et Y. ....	158

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et décente des charges.

Tableau II- 1: les charges de Plancher terrasse inaccessible .....	17
Tableau II- 2: les charges de Plancher RDC. ....	17
Tableau II- 3: les charges de mur extérieur.....	18
Tableau II- 4: les charges de mur intérieur.....	18
Tableau II- 5: les charges de balcon terrasse.....	18
Tableau II- 6: les charges de balcon étage courant .....	19
Tableau II- 7: les charges de palier .....	19
Tableau II- 8: les charges de paillasse.....	20
Tableau II- 9: détermination de la section de poteau de rive. ....	22
Tableau II- 10: détermination de la section du poteau de voisine de rive.....	23
Tableau II- 11: détermination de la section de poteau d'angle. ....	24
Tableau II- 12 : Vérification des poteaux au flambement.....	25

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III- 1: Combinaison des sollicitations. ....	28
Tableau III- 2: les moments fléchissant.. ....	38
Tableau III- 3: calcul de ferrailage.....	39
Tableau III- 4: les armatures longitudinales et transversales .....	39
Tableau III- 5: vérification des contraintes. ....	41
Tableau III- 6: les charges revenant à la poutrelle. ....	50
Tableau III- 7: les résultats des moments obtenus à l'ELU. ....	51
Tableau III- 8: les résultats des moments obtenus à l'ELS. ....	51
Tableau III- 9: les résultats des efforts obtenus à l'ELU.....	52
Tableau III- 10: les résultats des efforts obtenus à l'ELS. ....	52
Tableau III- 11: Vérification des contraintes à ELS.....	56
Tableau III- 12: Calcul des moments. ....	59
Tableau III- 13: Ferrailage à l'ELU. ....	60

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.

Tableau IV- 1: Coordonnées de centre de masse et de torsion. ....	67
Tableau IV- 2: pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales et horizontales.....	73
Tableau IV- 3: Valeurs des pénalités. ....	74
Tableau IV- 4: les composantes de l'effort sismique. ....	75
Tableau IV- 5: périodes, modes et facteurs de participation massique.....	76
Tableau IV- 6 : l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal. ....	79
Tableau IV- 7: l'effort tranchant modal à la base sens transversal. ....	79

Tableau IV- 8: Valeurs des rapports $T_i/T_j$ .....	80
Tableau IV- 9: Valeurs des rapports $V_t < 0.8 V$ .....	81
Tableau IV- 10: Le déplacement inter-étage dans le sens XX .....	82
Tableau IV- 11: Le déplacement inter-étage dans le sens YY .....	83
Tableau IV- 12: Vérification de l'effet P-Delta sens X-X.....	83
Tableau V- 13: Vérification de l'effet P-Delta sens Y-Y .....	84
Tableau V- 14: vérification au renversement .....	85
Tableau V- 15: Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit .....	86
Tableau V- 16: efforts sismiques .....	87

## Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V- 1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	89
Tableau V- 2: Ferrailage maximale et minimale.....	90
Tableau V- 3: Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	91
Tableau V- 4: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	93
Tableau V- 5: Vérification des contraintes de cisaillement.....	94
Tableau V- 6: Vérification des contraintes.....	95
Tableau V- 7: Armatures longitudinales des poutres principales.....	97
Tableau V- 8: Armatures longitudinales des poutres principales.....	97
Tableau V- 9: Armatures longitudinales des poutres secondaires.....	98
Tableau V- 10: Armatures longitudinales des poutres secondaires.....	98
Tableau V- 11: Armatures longitudinales des poutres secondaires... ..	98
Tableau V- 12: Armatures longitudinales des poutres secondaires.....	99
Tableau V- 13: Armatures longitudinales des poutres principales .....	101
Tableau V- 14: Armatures longitudinales des poutres secondaires.....	101
Tableau V- 15: Armatures longitudinales des poutres secondaires .....	101
Tableau V- 16: poutre longitudinale non lié ou voile... ..	102
Tableau V- 17: poutre transversale non lié au voile.....	103
Tableau V- 18: Poutre transversale lié au voile.....	103
Tableau V- 19: Ferrailage des Voiles V1.....	111
Tableau V- 20: Ferrailage des Voiles V2.....	112
Tableau V- 21: Ferrailage des Voiles V3.....	113
Tableau V- 22: vérification des contraintes de cisaillement.....	114
Tableau V- 23: vérification à L'ELS.....	114

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI- 1: Vérification des contraintes. ....	130
Tableau VI- 2: Vérification de soulèvement. ....	135
Tableau VI- 3: calcul des sollicitations t. ....	136
Tableau VI- 4: ferrailage à l'ELU. ....	138
Tableau VI- 5: vérification des contraintes à l'ELS sens XX ....	139
Tableau VI- 6: vérification des contraintes à l'ELS sens YY. ....	139
Tableau VI- 7: Evaluation de la charge. ....	140
Tableau VI- 8: Détermination des charges. ....	141
Tableau VI- 9: ferrailage des nervures sens XX. ....	142
Tableau VI- 10: ferrailage des nervures sens YY ....	142
Tableau VI- 11: vérification des contraintes à l'ELS sens XX ....	142
Tableau VI- 12: vérification des contraintes à l'ELS sens YY. ....	142
Tableau VI- 13: calcul des armatures a l'ELU. ....	144
Tableau VI- 14: calcul des contraintes à l'ELS. ....	145
Tableau VI- 15: valeurs des moments. ....	145
Tableau VI- 16: Le ferrailage à L'ELU ....	146
Tableau VI- 17: vérification des contraintes ....	149
Tableau VI- 18: vérification des contraintes ....	149

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VII.1 : valeur des efforts tranchant et déplacement du point de performance. ....	158
---	-----

# Sommaire

Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux</b>	
I-1- Introduction .....	2
I-2- Caractéristiques géométriques .....	2
I-3- Eléments de l'ouvrage .....	2
A) Maçonnerie .....	2
B) Revêtement .....	2
C) Planchers .....	2
D) Escaliers .....	3
E) Acrotère .....	3
I-4- Caractéristiques mécaniques .....	3
I-4-1) le Béton .....	3
I-4-2) Aciers .....	5
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et répartition des charges</b>	
II.1 : Introduction .....	7
II.2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	7
II.2.1 : Pré dimensionnement des planchers .....	7
II.2.2 : Pré-dimensionnement des balcons .....	9
II.2.3 : Pré-dimensionnement de l'acrotère de la terrasse inaccessible .....	9
II.2.4 : Pré dimensionnement des escaliers .....	10
II.3 : Pré dimensionnement des éléments principaux .....	11
II.3.1 : Pré dimensionnement des poutres.....	11
II.3.2 : Pré dimensionnement des voiles.....	13
II.3.3 : Pré-dimensionnement des poteaux .....	15

## Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires

III-1) Introduction .....	26
III-2- Etude de l'acrotère .....	26
III-2-1- Introduction .....	26
Schéma statique .....	26
III-2-2 Vérification au séisme .....	26
III-2-3 Les charges .....	27
III-2-4 Sollicitations .....	27
III-2-5 Ferrailage .....	28
III-2-6-Les vérifications .....	30
III- 3- Calcul des balcons .....	32
III-3-1- Introduction .....	32
III-3-2-Les charges .....	32
III -3-3-Ferrailage .....	33
III-3-4-Les vérifications .....	34
III-4-Les escaliers .....	36
III-4-1Introduction.....	36
III-4-2-Sollicitations .....	37
III-4-3-Ferrailage .....	39
III-4-4-Vérifications .....	40
III-5-La poutre palière .....	42
III-5-1-Introduction .....	42
III-5-2-Les charges .....	43
III-5-3-Ferrailage .....	44
III-5-4-Vérification .....	46
III-6-Etude des planchers .....	48
III-6-1-Dalle de compression .....	48
III-6-2-Les poutrelles .....	49
III-7-La salle machine .....	57
III-7-1-Introduction .....	57
III-7-2-Les charges .....	57
III-7-3-Calcul des armatures .....	59
III-7-4-Vérifications .....	60

## Chapitre IV: Etude sismique et dynamique.

IV-1 Introduction .....	63
IV-2 Etude dynamique .....	63
IV-2-1 Objectif de l'étude dynamique .....	63
IV-2-2 Modélisation mathématique .....	63
IV-2-3 modélisation de la structure étudiée .....	63
IV-3 Etude sismique de bâtiment .....	68
IV-3-1 Choix de la méthode de calcul .....	68
IV-3-2 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires..	76
IV-3-3 Vérification des exigences de RPA99/2003 .....	81

## Chapitre V :Ferrailages des éléments structuraux

V.1 Introduction .....	88
V-2-Les combinaisons d'action .....	88
V-3-Characteristiques mécaniques .....	89
V-4-ferrailage des poteaux .....	89
V-4-1 armatures longitudinales .....	89
V-4-2 Armatures transversales .....	91
V-4-3 Vérifications .....	93
V-5 Ferrailage des poutres .....	94
V-5-1 Calcul des armatures longitudinales .....	96
V-5-2 Calcul des armatures transversales .....	99
V-5-3 Vérification D'ABOUT .....	100
V-5-4 Vérification à l'ELS .....	102
V-6 Ferrailage des voiles .....	104
V-6-1 Introduction .....	104
V-6-2 Les combinaisons d'action .....	105
V-6-3 Détermination des armatures .....	107
V-6-4 Ferrailage des voiles .....	109
V-6-5 Vérification .....	114
V-6-6 Vérification à L'ELS .....	114

## Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI-1) Introduction.....	115
VI-2) étude de sol : .....	115
VI-2-1 calcul de la contrainte admissible dans le sol : .....	115
VI-2-2 conclusion et recommandation : .....	115
VI-3 Calcul des fondations : .....	116
VI-3-1-Définition : .....	116
VI-3-2Chois du type de fondation : .....	116
VI-3-3 Radier général : .....	117
IV-3-3-1 Pré-dimensionnement du radier : .....	117
VI-3-4 Vérifications : .....	121
VI-3-5 Ferrailage de radier : .....	124
VI-5 Etude du voile de l'infrastructure : .....	135
IV-5-1 introduction : .....	135
IV-5-2 Détermination des sollicitations : .....	136
VI-5-3 Ferrailage du voile : .....	137
VI-5-4 Vérification des contraintes à l'ELS: .....	138

## Chapitre VII: ANALYSE PUSH OVER

I. Introduction: .....	144
II. But : .....	144
III.L'analyse Push Over: .....	144
III.1.Modélisation par SAP 2000: .....	144
III.1.1Modélisation des voiles avec SAP 2000 : .....	144
III.1.2Méthode de portique équivalent: .....	144
III.2Exécution de l'analyse push over par SAP 2000 : .....	145
III.3Résultat de l'analyse Push Over : .....	152
III.3.1Les rotules plastiques : .....	152
III.3.2Les courbes de capacité : .....	154
III.3.3Le point de performance : .....	156
III.3.4Le déplacement de niveaux : .....	158

# INTRUDUCTION GENERALE

Notre projet de fin d'étude consiste a analyser le comportement d'une structure en béton armé R+5+ S-Sol 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 :

La première partie composée en 06 chapitres présentés comme suit :

Le premier chapitre fait l'objet d'une présentation de l'ouvrage et des règlements en vigueur. En deuxième chapitre la descente de charge et le pré dimensionnement des éléments de la structure est présenté. Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaire de l'ouvrage. Le quatrième chapitre est destiné à l'étude dynamique et sismique en utilisant le logiciel ETABS. Le cinquième chapitre contient le calcul des éléments principaux de la structure. Le sixième chapitre est l'étude de sol, des fondations et du Voile périphérique.

La deuxième partie composée d'un seul chapitre :

Le chapitre VII dans lequel on présentera La méthode la plus simple pour l'évaluation des structures est la méthode statique non linéaire (méthode Push Over), Cette méthode a été présenté pour la première fois en 1975 par Freeman, Le but était d'utiliser une méthode simplifiée et rapide pour l'évaluation de la vulnérabilité des structures. Dans ce chapitre les voiles seront modélisés par la méthode de portique équivalent la méthode de modélisation des murs voiles à l'aide d'une analyse statique non linéaire (push over).

La courbe de capacité.

Le déplacement des niveaux a la limite plasticité.

Le rapport de déplacement inter étage à la limite plasticité.

Le degré de dégradation.



# Partie I

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

---

**I-1- Introduction :**

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (R+5+S-SOL) à usage d'habitation en ossature mixte (poteaux, poutres et voiles) avec une terrasse inaccessible, il est implanté à « CORSO », wilaya de Boumerdes classée selon le (R.P.A.2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone III).

**I-2- Caractéristiques géométriques :**

Le bâtiment est de dimensions suivantes :

- La longueur totale du bâtiment est.....  $L_L = 21$  m.
- La largeur totale du bâtiment est .....  $L_T = 15,10$  m.
- La hauteur totale de bâtiment est .....  $H = 25,13$  m (y compris l'acrotère).
- La hauteur d'un étage est.....  $H_{ec} = H_{RDC} = 3,06$  m.
- La hauteur d'un étage de S-Sol.....  $H_{S-SOL} = 3.24$  m.
- La hauteur d'un étage de Entre-sol .....  $H_{Entre-SOL} = 1.53$  m.
- la largeur des balcons est.....  $L_b = 1,40$  m.

**I-3- Eléments de l'ouvrage :****A) Maçonnerie :****A-1) Mur extérieure :**

Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuse de 15 cm et de 10 cm. séparée par une l'âme d'aire de 5cm.

**A-2) Mur intérieure :**

Ils sont constitués d'une seule cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

**B) Revêtement :**

Ils sont constitués de :

- Carrelages pour les planchers.
- Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Enduits en ciment pour les murs extérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

**C) Planchers :**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression (16 + 4) reposant sur des poutrelles coulées sur place.

**D) Escaliers :**

Ils sont constitués de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

**E) Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**I-4- Caractéristiques mécaniques :****I-4-1) le Béton :**

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage du ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge de béton.

Le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> en ciment de classe CPA325.

**4-1-1) Résistance caractéristique du béton à la compression :**

La résistance du béton en compression à l'âge de 28 jours est égale à 25MPa,

$$f_{c28} = 25MPa$$

La résistance du béton en compression avant 28 jours est de :

$$f_{cj} = 0,685.f_{c28} \cdot \log(j+1) \quad \text{BAEL 91.}$$

**4-1-2) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction est définie selon le (B A E L 91 article A-2-1-1-2) par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1MPa$$

**4-1-3) Module de déformation longitudinale du béton : ( B A E L 91 article A-2-1-2).**

- Le module de déformations instantanées est défini par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164MPa$$

- Le module de déformations différé :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 10721MPa$$

- La contrainte limite ultime de résistance à la compression :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

#### 4-1-4) Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad , \quad E : \text{module de Young.}$$

$$\nu : \text{Coefficients de poisson} \quad \begin{cases} 0,2 \dots \dots \dots \text{à} & L'E L S \\ 0 \dots \dots \dots \text{à} & L'E L U \end{cases}$$

#### 4-1-5) Contrainte limite ultime de résistance à la compression :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité il est égale à : } \gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{en situation durable.} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient donné en fonction de la durée d'application ( t ) des charges

$$\phi = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heure.} \\ 0,9 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

#### 4-1-6) Contrainte limite de service : (art du B A E L 91 A.4.5.2.)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

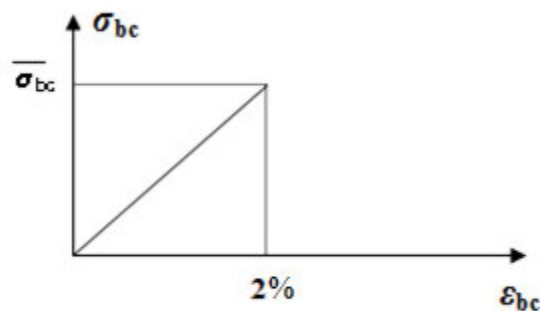


Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS

#### 4-1-7) Contrainte tangentielle : ( art BAEL 91 A 5.1.1).

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Elle est dépende de la nature de fissuration :

- fissuration peu préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,25 \text{ MPa} .$

- fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

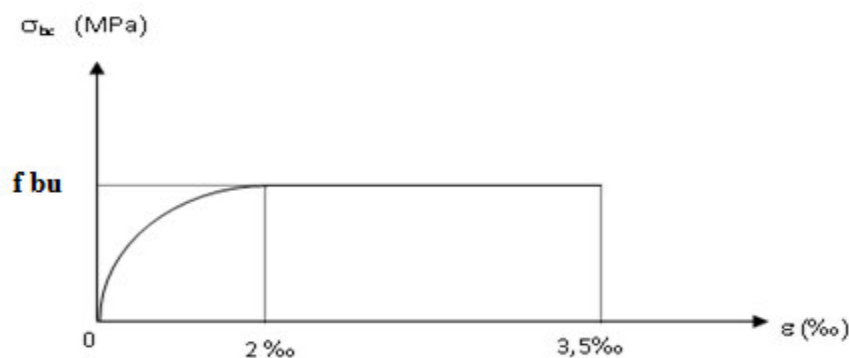
$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2,50 \text{ MPa} .$$

#### 4-1-8) Diagramme des contraintes déformations :(A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

##### ✓ L'état limite ultime :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et Tangentiel à la parabole à son sommet



**Figure I.2:** Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU

#### I-4-2) Aciers :

Pour le ferrailage nous utiliserons :

- des aciers à haute adhérence de type FeE40 avec  $f_e = 400 \text{ MPa} .$
- des treillis soudés TLE 500 (  $\phi \geq 6mm$  ) avec  $f_e = 500 \text{ MPa} .$

**a) Limite d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ) :**

Sa valeur est donnée par le B A E L 91 art A.2.2,1 :

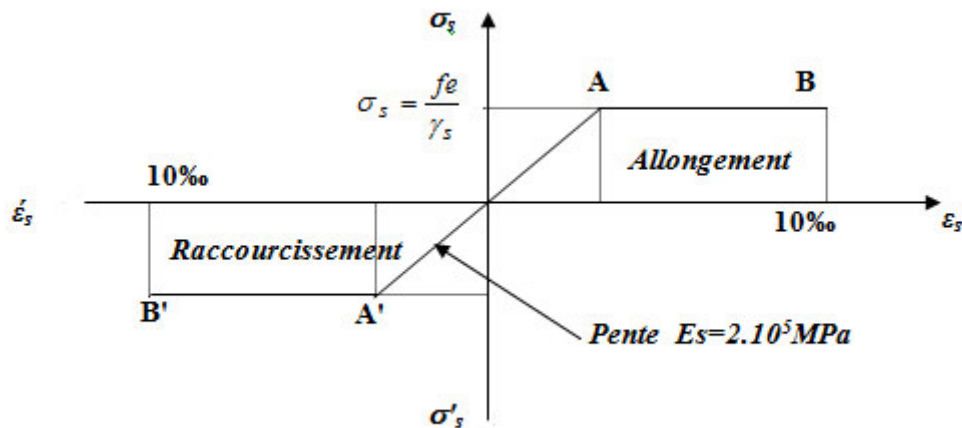
$E_s = 200\,000\text{ MPa}$  qu'elle que soit la nuance des aciers utilisées.

**b) limite d'élasticité de l'acier ( $f_{ed}$ ) :**  $f_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s}$ 

$F_e$  : Contrainte limite de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \Rightarrow \text{situation durable.} \\ 1,00 \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure I.3:** Diagramme contraintes- déformations de calcul.

**c) Contrainte limite des aciers à l'état limite de service :**

1. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$
2. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} F_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

# Chapitre II :

## Pré dimensionnement des éléments et décence des charges

---

**II.1 : Introduction :**

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et le règlement de conception et de calcul de structure en béton armé (C.B.A.93).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le pré-dimensionnement sont : les planchers, les voiles, les poteaux, les poutres et les escaliers.

**II.2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires :****II.2.1 : Pré dimensionnement des planchers :****II.2.1.1-Plancher en corps creux :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm.

- **Condition de résistance à la au feu :**

- $e \geq 7$  cm                    pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$  cm                    pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$  cm                    pour quatre heures de coupe-feu .

- **condition de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{L_{x\max}, L_{y\max}}{22.5}$$

$L_{x\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens ox.

$L_{y\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens oy.

$$e \geq \frac{\min(350, 410)}{22.5} = 15.6 \text{ cm}$$

L'épaisseur à retenir est :  $e_p=20$ cm, plancher en corps creux de type (16+4)

-16cm de corps creux.

-4cm de dalle de compression.

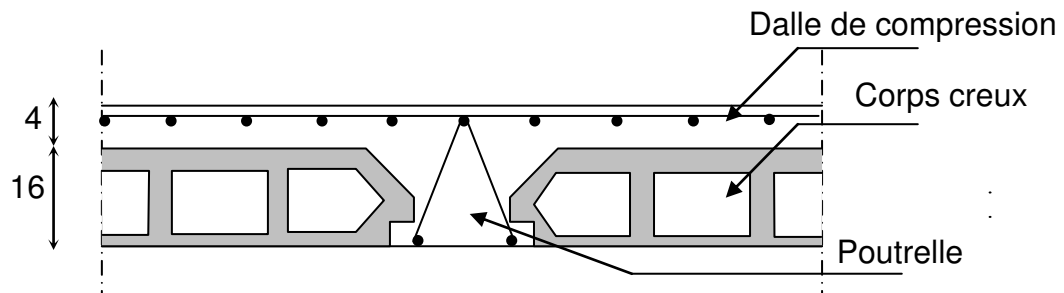


Figure II.1: Coupe verticale d'un plancher courant.

### II.2.1.2-Plancher en dalle pleine :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



Figure II.2: schéma de la dalle machine.

- **Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm.

- **Condition de résistance à la au feu :**

- $e \geq 7$  cm            pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$  cm           pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$  cm        pour quatre heures de coupe-feu.

- **condition de résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{155}{50} \leq e \leq \frac{155}{40} \quad \rightarrow \quad 3.1\text{cm} \leq e \leq 3.875\text{cm}.$$

- **condition de l'entreprise nationale d'ascenseur :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est :  $e \geq 25\text{cm}$ .

L'épaisseur à retenir est :  $e_p = 25\text{ cm}$ , plancher en dalle pleine.

### II.2.2 : Pré-dimensionnement des balcons :

$e_b$  : doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (**d'après RPA99/V2003**).

$$e_b \geq \frac{L}{10}$$

L : la plus grande partie de la console.

$$e_b \geq \frac{140}{10} = 14\text{ cm}.$$

On prend :  $e_b = 17\text{cm}$  (dalle pleine)

### II.2.3 : Pré-dimensionnement de l'acrotère de la terrasse inaccessible :

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architectures, la surface de l'acrotère est :

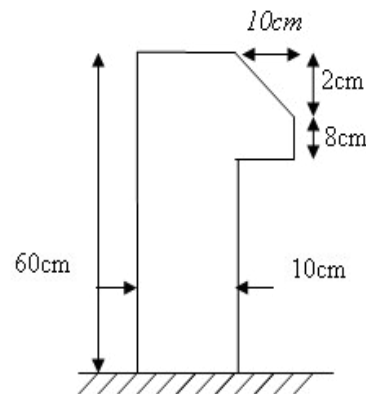
$$S = (0,6 \times 0,1) + [(0,1 + 0,08) \times 0,1 / 2] = 0,069\text{m}^2.$$

Le poids propre :

$$p = 0,069 \times 25 = 1,725\text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$0,015 \times 18 \times 1 = 0,27\text{kN/ml}$$



**Figure II.3:** Vue en plan d'un acrotère.

---


$$G_{\text{acro}} \quad \mathbf{2\text{ KN/ml}}$$

---


$$Q_{\text{acro}} \quad \mathbf{1,00\text{ KN/ml}}$$


---

**II.2.4 : Pré dimensionnement des escaliers :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. Notre ouvrage comporte une cage d'escalier composée de trois volées et deux paliers de repos.

**Caractéristiques techniques :**▪ **Pour étage courant :**

- Hauteur d'étage :  $h = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de la marche :  $16.5 \geq h \geq 17,5 \text{ cm}$

On prend  $h = 17 \text{ cm}$

$$n = H / h. \quad H : \text{demi- hauteur d'étage.}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \quad 9 \text{ contre marche par volée.}$$

$$m = n - 1 = 8 \quad 8 \text{ marche par volée.}$$

Donc on aura 8 marches entre chaque étage, et 9 contre marches par volée.

- Le Giron :

$$22 < g < 33 \quad \Rightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

À partir de la formule de BLONDEL

On a :

$$60 < 2h + g < 66 \Rightarrow 2h + g = 2 \cdot 17 + 30 = 64.$$

Donc:

$$60 \leq 64 \leq 66 \quad \dots \quad \text{Vérier.}$$

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = 30/17 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur de la paillasse est  $1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.10 \text{ m}$

- Epaisseur d'escaliers :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$10.33 \leq ep \leq 15.5 \quad \Rightarrow \quad ep = 15 \text{ cm.}$$

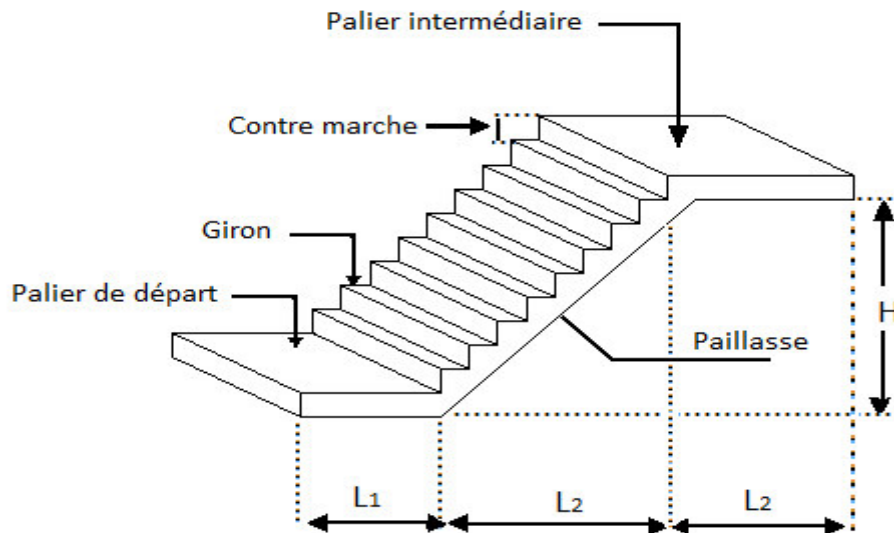


Figure II.4: schéma d'escalier.

- Emmarchement :

$$\frac{L-\text{JOUR}}{2} = 1.40 \text{ m} \quad \text{jour : jointe entre les deux volée} = 30\text{cm}$$

- Pour s-sol :

- Hauteur d'étage :  $h=3.24 \text{ m}$

Le nombre des marches:

$$n = H/h = 162 / 17 = 9.53 \text{ marches.}$$

Donc on aura : 10 marches par volée

9 contre marches par volée

- Entre- sol :

- Hauteur d'étage :  $h=1.53 \text{ m}$

Le nombre des marches:

$$n = H/h = 153 / 17 = 9 \text{ marches.}$$

Donc on aura :

9 marches par volée.

8 contre marches par volée.

### II.3 : Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### II.3.1 : Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des

formules données par la RDM. Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

▪ **Selon les règles BAEL 91:**

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.8h$

Avec :

$L$  : portée de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

**Selon le RPA 99(ver .2003 Article 7.5) pour la zone III:**

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30$  cm.

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20$ cm.

Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$ .

▪ **Vérification de la rigidité:**

Les poutres doivent vérifiées la condition de rigidité :  $h/L \geq 1/16$ .

**II.3.1.1 : Les poutres transversales (principales):**

• **Selon le BAEL 91**

$L_y \text{ max} = 410$  cm.

$410 / 15 \leq h \leq 410 / 10$

$27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41$  cm.

On prend :  $h=40$ cm.

$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$

$12 \leq b \leq 32$ cm.

On prend:  $b = 30$ cm.

Donc : PP (30×40) cm<sup>2</sup>.

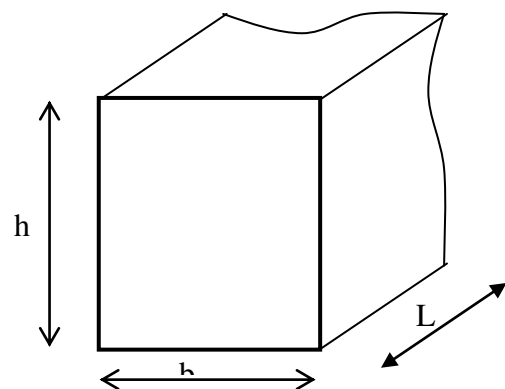
• **Vérification du R.P.A 99:**

$h/b \leq 4 \rightarrow 40/30=1.33 < 4$  vérifiée.

$b \geq 20$  cm  $\rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm}$  vérifiée.

$h \geq 30$  cm  $\rightarrow h=40\text{cm} > 30\text{cm}$  vérifiée.

Les conditions du R.P.A 99 sont vérifiées.



**Figure II.5:** Dimensions de la poutre

- **Vérification de la rigidité:**

$$h/L \geq 1/16 \rightarrow 40/410 \geq 1/16$$

$$0,0975 \geq 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### II.3.1.2 : Les poutres longitudinales (secondaire):

- **Selon le BAEL 91:**

$$L = 350 \text{ cm.}$$

$$350 / 15 \leq h \leq 350 / 10$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm.}$

Donc : PS (30×40) cm<sup>2</sup>.

- **Vérification du R.P.A 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b \leq 4 \quad \rightarrow 40/30=1.33 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow h=40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions du R.P.A 99 sont vérifiées.

- **Vérification de la rigidité:**

$$H/L \geq 1/16 \rightarrow 40/350 \geq 1/16$$

$$0,1 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- ❖ **Conclusion:**

Pour les deux types de poutres, on adopte une section (b×h) telle que :

1. les poutres longitudinales : (b×h=30×40) cm<sup>2</sup>.
2. les poutres transversales : (b×h=30×40) cm<sup>2</sup>.

### II.3.2 : Pré dimensionnement des voiles:

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**  
 Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effets de séisme et/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 la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: ( $L \geq 4e$ ).

Dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage libre

he : h - min (hp ; hs ).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.6 et II 7).

**c.à.d.** Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **(7.7.1 de RPA99)**.

À partir de la hauteur libre d'étage he et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :  $e_v \geq \max (he /25, 15\text{cm})$ .
- Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux :  $e_v \geq \max (he /22, 15\text{cm})$ .
- Pour les voiles avec abouts libres :  $e_v \geq \max (he /20, 15\text{cm})$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{ec} = 306 - 40 = 266 \text{ cm.} \\ e \geq h/25 \Rightarrow e \geq 10.64 \text{ cm.} \\ e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 12.09 \text{ cm.} \\ e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 13.3 \text{ cm.} \\ e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \\ e \geq \max (15; 10.64; 12.09 ; 13.3). \end{array} \right.$$

$e \geq 15 \text{ cm}$  .on adopte que : **e=20cm.**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{s/s} = 424 - 40 = 384 \text{ cm.} \\ e \geq h/25 \Rightarrow e \geq 15.36 \text{ cm.} \\ e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 17.45 \text{ cm.} \\ e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 19.2 \text{ cm.} \\ e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \\ e \geq \max (15; 15.36; 17.45 ; 19.2). \end{array} \right.$$

$e \geq 15 \text{ cm}$  .on adopte que : **e=20cm.**

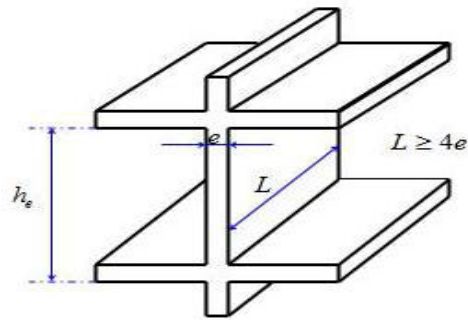


Figure II.6: Coupe de voile en élévation.

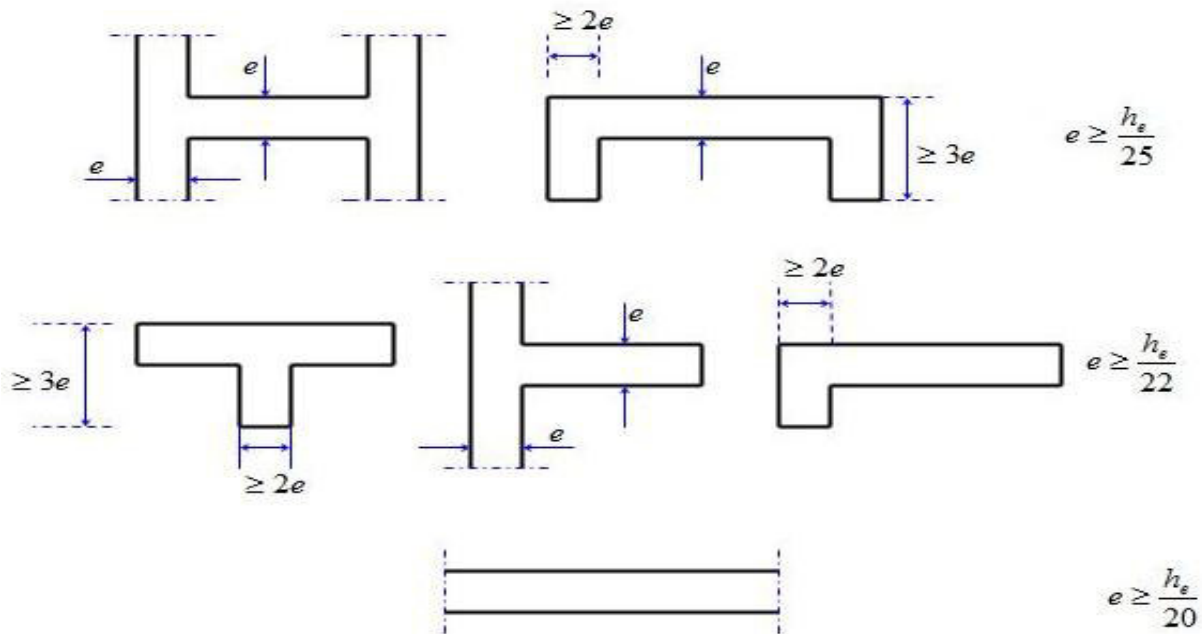


Figure II.7: Coupe des voiles en plan.

### II.3.3 : Pré-dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple basé sur la descente de charge est donnée par la formule suivante :

#### II.3.3.1 : Les charges d'exploitations :

Plancher terrasse inaccessible.....	Q = 1 KN/m <sup>2</sup>
Plancher courant.....	Q = 1.5 KN/m <sup>2</sup>
Balcon.....	Q = 3.5 KN/m <sup>2</sup>
Escalier.....	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>
RDC.....	Q = 1.5 KN/m <sup>2</sup>
S-SOL.....	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>

**DEGRESSION DE CHARGES :**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q.

Q : Charge d’exploitation.

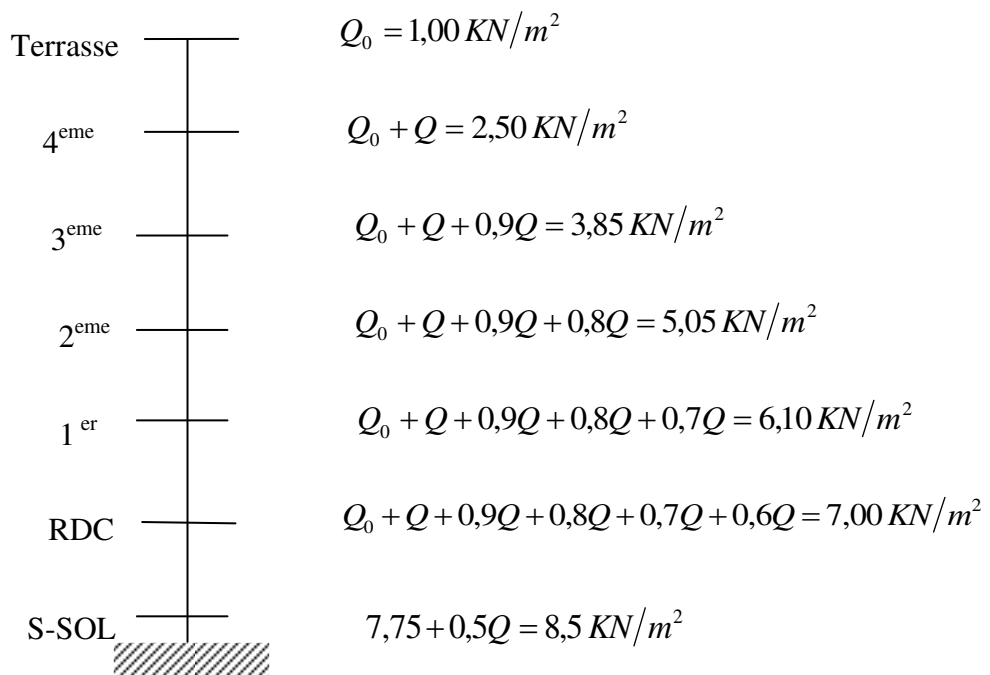
Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Donnée par “**BAEL 91 modifié 99**”

Avec :

n: Nombre d’étage.

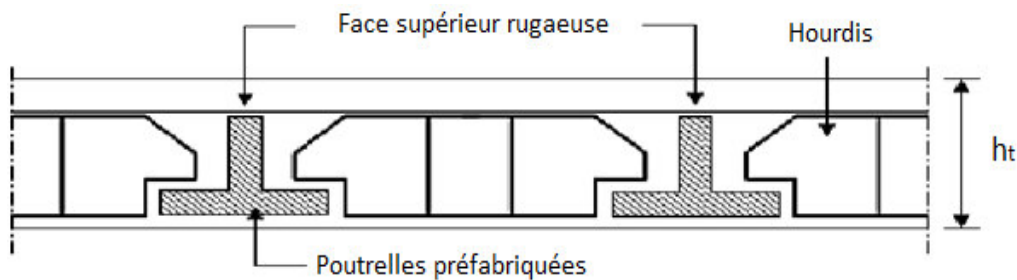
Q<sub>0</sub> : La charge d’exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,..., Q<sub>n</sub> : Les charges d’exploitation des planchers courants.



**II.3.3.2 : Les charges permanentes :**

**a) Plancher terrasse inaccessible :**



**Figure II.8:** coupe de plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillons	(5 cm × 17)	0.85
Etanchéité		0.12
Forme de pente	(9 cm × 20)	1.80
Film pare-vapeur		
Isolation thermique		0.16
Film pare-vapeur		
Plancher corps creux	(16+4)	2.65
Enduit plâtre	(2 cm)	0.20
<b>CHARGES PERMANENTES</b>	<b>G =</b>	<b>5.78 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>SURCHARGES</b>	<b>Q =</b>	<b>1 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau :** les charges de Plancher terrasse inaccessible.

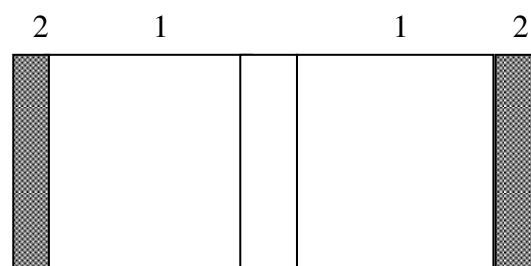
**b) Plancher RDC:**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	(2 cm × 2200)	2	0.4
Mortier de pose	(2.5 cm × 2000)	3	0.5
Lit de sable	(2.5 cm × 1800)	3	0.45
Plancher en corps-creux	(16+4)	13.6	2.65
Enduit plâtre	(2cm)	10	0.2
Cloisons légères	/	/	1
<b>CHARGES PERMANENTES</b>	<b>G =</b>	<b>5.24</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>SURCHARGES</b>	<b>Q =</b>	<b>1.50</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

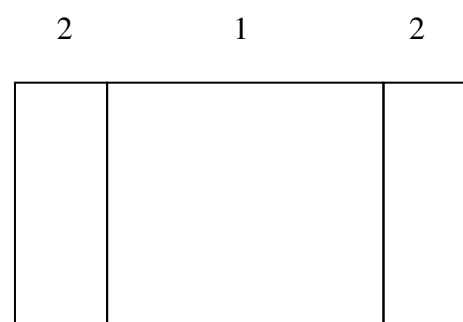
**Tableau :** les charges de Plancher RDC.

**c) Mur extérieure (double cloison) :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-brique creuse	25	9	2.25
2-mortier de ciment	4	20	0.8
<b>Total</b>			<b>3.05</b>

**Tableau :** les charges de mur extérieur.**d) Mur intérieure (simple cloison) :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-brique creuse	10	9	0.9
2-mortier de ciment	4	17	0.68
<b>Total</b>			<b>1.58</b>

**Figure II.9:**Coups des murs.**Tableau :** les charges de mur intérieur.**e) Balcon terrasse :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-protection en gravillon	5	16	0.8
2-étanchéité multicouche	5	2	0.1
3-Forme de pente 1%	10	22	2.2
4-Isolation thermique	4	4	0.16
5-Dalle en B.A	17	25	4.25
6-Enduit ciment	2	10	0.2
7-Couche de papier kraft	/	/	0.01
8-Couche de par vapeur	0.8	12	0.1

**Tableau :** les charges de balcon terrasse.

La charge permanente  $G = 7.82 /m^2$

La charge d'exploitation  $Q =1 KN/m^2$

**f) Balcon étage courant :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m3)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de pose	3	20	0.6
3-lit de sable	3	18	0.54
4-dalle en B.A	17	25	4.25
5- Enduit ciment	2	20	0.4

**Tableau :** les charges de balcon étage courant.

La charge permanente  $G = 6.23 KN/m^2$

La charge d'exploitation  $Q =3.5 KN/m^2$

**g) L'escalier (palier) :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de pose	3	20	0.60
3-lit de sable	3	18	0.54
4-dalle en B.A	15	25	3.75
5- Enduit ciment	2	20	0.40

**Tableau :** les charges de palier.

La charge permanente  $G = 5.73 KN/m^2$

La charge d'exploitation  $Q =2.5 KN/m^2$

**h) Paillasse :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de	3	20	0.60
3-lit de sable	3	18	0.54
4-Marche	15	22	(0.15/2)x22=1.65
5- paillasse	15	25	(25x0.15)/cos 32.52 = 4.44
6- Enduit	2	20	0.40
7- Gardes corps	/	/	0.20

**Tableau :** les charges de paillasse.

La charge permanente **G = 8.27 KN/m<sup>2</sup>**

La charge d'exploitation **Q =2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**II.3.3.3 : Les étapes de calcul :**

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcul la surface reprise par poteau.
- Détermine les charges et les surcharge qui revenant au poteau.

**Formule générale :**

$$Br \geq \frac{K \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{\theta \cdot f_{bu}}{0.9} + 0.9 \frac{f_{ed}}{100}} \quad (\text{Art 5-5 BAEL91})$$

**B<sub>r</sub>**: la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires  $B_r = (a - 2)^2 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$

Tel que :

**K=1.1** : si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

**K=1.1** : si plus de la majeure des charges est appliquée avant 28 jours.

**K=1** : pour les autres cas.

Pour notre cas : **k=1** → charge appliquée après 90 jours

**θ** : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action.

**θ =1** ..... si T > 24h

**θ =0.9** ..... si 1h ≤ T ≤ 24h

**θ =0.85** ..... si T < 1h

pour notre cas :  $\theta = 1 \rightarrow$  charge appliquée après 90 jours

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$\beta$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique ( $\lambda$ ) des poteaux qui est défini comme suit :

$$\text{-Si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2$$

$$\text{-Si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0.6(50/\lambda)^2$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élanement mécanique forfaitairement égale à :  $\lambda = 35$

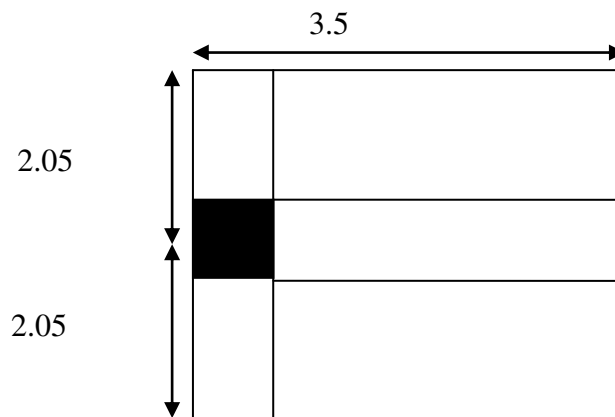
D'où :  $\beta = 1.2$

$$Br \geq \frac{1 \times 1.2 \times Nu}{1 \frac{14.2}{0.9} + 348 \frac{0.85}{100}} \times 10^{-3} \times 10^4$$

Donc :  $Br \geq 0.64 \text{ Nu}$

**Poteau de rive :**

La surface revente :  $S = 6.08 \text{ cm}^2$



**Figure II.10:** Poteau de rive.

**Calcul des charges et surcharge revenante au poteau de rive :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	NG planche	NG poutre	NG poteaux	NG kN	NG cumulé	Q cumulé	NQ KN	NU KN	Br cm <sup>2</sup>	a cm	axb cm
Terasse	35.14	16.9	0	52.04	57.88	1	7.17	88.89	56.89	9.54	30x30
Etage 4	31.86	16.9	6.88	55.64	113.52	2.5	17.92	180.15	115.29	12.74	30x30
Etage 3	31.86	16.9	6.88	55.64	169.17	3.85	27.60	269.79	172.66	15.14	30x30
Etage 2	31.86	16.9	6.88	55.64	224.81	5.05	36.21	357.81	229.00	17.13	30x30
Etage 1	31.86	16.9	6.88	55.64	280.46	6.1	43.74	444.23	284.30	18.86	35x35
RDC	31.86	16.9	6.88	55.64	336.10	7	50.19	529.03	338.58	20.40	35x35
S-Sol	31.86	16.9	6.88	55.64	391.75	8.5	60.94	620.28	396.98	21.92	35x35

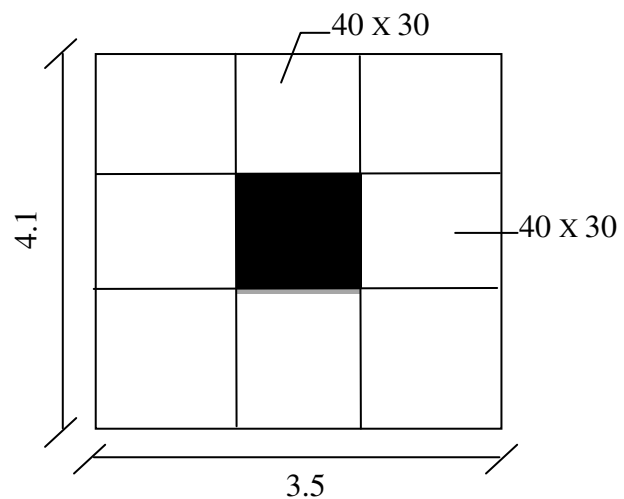
**Tableau :** détermination de la section de poteau de rive.

**Poteaux voisine de rive :**

La surface revenant :  $S = 14.35 \text{ m}^2$

Majoration de 10%

$$\rightarrow S_{MAJ} = 1.1 * S = 15.785 \text{ m}^2$$



**Figure II.11:** surface revenante au poteau voisine de rive.

**Calcul des charges et surcharge revenante au poteau de voisine de rive :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

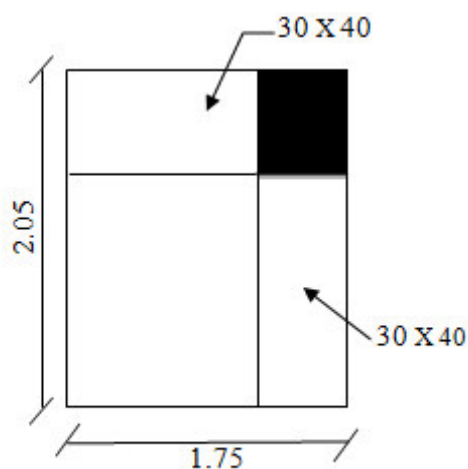
Niveaux	NG planche	NG poutre	NG poteaux	NG kN	NG cumulé	Q cumulé	NQ KN	NU KN	Br cm <sup>2</sup>	a cm	axb cm
Terasse	82.94	21.49	0	104.43	111.64	1	15.69	174.24	111.51	12.56	40x40
Etage 4	75.19	21.49	6.89	103.57	215.21	2.5	39.21	349.35	223.58	16.95	40x40
Etage 3	75.19	21.49	6.89	103.57	318.77	3.85	60.39	520.92	333.39	20.26	40x40
Etage 2	75.19	21.49	6.89	103.57	422.34	5.05	79.21	688.97	440.94	23.00	40x40
Etage 1	75.19	21.49	6.89	103.57	525.90	6.1	95.68	853.48	546.23	25.37	45x45
RDC	75.19	21.49	6.89	103.57	629.47	7	109.80	1014.47	649.26	27.48	45x45
S-Sol	75.19	21.49	6.89	103.57	733.03	8.5	133.32	1189.57	761.33	29.59	45x45

**Tableau :** détermination de la section du poteau de voisine de rive.

**Poteaux voisine de rive :**

La surface du Poteau d'angle :

$$S = 3.8 \text{ m}$$



**Figure II.12 :** Poteau d'angle

**Calcul des charges et surcharge revenante au poteau d'angle:**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	NG planche	NG poutre	NG poteaux	NG kN	NG cumulé	Q cumulé	NQ KN	NU KN	Br cm <sup>2</sup>	a cm	axb cm
Terasse	14.68	10.74	0	25.42	31.23	1	3.04	46.72	29.90	7.47	30x30
Etage 4	13.31	10.74	6.89	30.935	62.17	2.5	7.6	95.32	61.01	9.81	30x30
Etage 3	13.31	10.74	6.89	30.935	93.1	3.85	11.704	143.24	91.67	11.57	30x30
Etage 2	13.31	10.74	6.89	30.935	124.03	5.05	15.352	190.48	121.90	13.04	30x30
Etage 1	13.31	10.74	6.89	30.935	154.97	6.1	18.544	237.03	151.70	14.31	35x35
RDC	13.31	10.74	6.89	30.935	185.91	7	21.28	282.89	181.05	15.46	35x35
S-Sol	13.31	10.74	6.89	30.935	216.84	8.5	25.84	331.49	212.16	16.57	35x35

**Tableau :** détermination de la section de poteau d'angle.

**Vérification :**

- **Selon RPA 99 / version 2003 :**

La structure est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III), il faut vérifier :

- **(axb) cm<sup>2</sup> ≥ (30x30) cm<sup>2</sup> :**

$$(30x30) \text{ cm}^2 > (30x30) \text{ cm}^2$$

$$(40x40) \text{ cm}^2 > (30x30) \text{ cm}^2$$

$$(45x45) \text{ cm}^2 > (30x30) \text{ cm}^2$$

$$(50x50) \text{ cm}^2 > (30x30) \text{ cm}^2$$

- **(a,b) ≥ h/20**

$$30\text{cm} > 2/20 = 10 \text{ cm}$$

$$40 \text{ cm} > 3.06/20 = 15.3 \text{ cm.}$$

$$50 \text{ cm} > 3.24/20 = 16.2 \text{ cm.}$$

- **$0.25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$  :**

$$0.25 < 30/30 = 1 < 4$$

$$0.25 < 40/40 = 1 < 4$$

$$0.25 < 45/45 = 1 < 4$$

$$0.25 < 50/50 = 1 < 4$$

Les conditions de RPA sont vérifiées.

• **Selon BAEL 91 révisée 99 :**

▪ **vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} < 35$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$L_0$  : longueur libre entre faces supérieures de deux planchers successifs.

Ascenseur :  $L_f = 0.7 \times 2 = 1.4\text{m}$

RDC / EC :  $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.548\text{ m}$

S-Sol :  $L_f = 0.7 \times 3.24 = 2.268\text{m}$

Entre-Sol :  $L_f = 0.7 \times 1.53 = 1.071\text{m}$

Niveau	axb	l <sub>0</sub>	λ	λ<35
ascenseur	30x30	2	16.16	<b>cv</b>
5	40x40	3.06	22.06	<b>cv</b>
4	40x40	3.06	22.06	<b>cv</b>
3	40x40	3.06	22.06	<b>cv</b>
2	40x40	3.06	22.06	<b>cv</b>
1	45x45	3.06	22.06	<b>cv</b>
RDC	45x45	3.06	22.06	<b>cv</b>
Entre-SOL	50x50	1.53	8.24	<b>cv</b>
S-Sol	50x50	3.24	17.46	<b>cv</b>

**Tableau :** vérification du flambement.

# Chapitre III

## Ferraillage des éléments secondaires

---

### III-1) Introduction

Élément de contreventement qui sont : l'acrotère, les escaliers, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleine. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure.

### III-2- Etude de l'acrotère :

#### III-2-1- Introduction :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

#### Schéma statique :

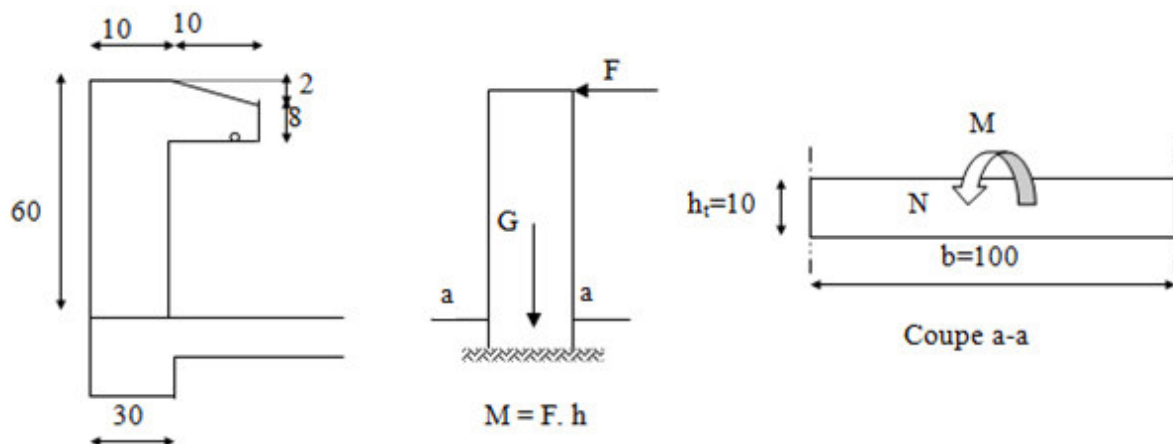


Figure 1 : coupe transversale de l'acrotère.

#### III-2-2 Vérification au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

**A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)  $\Rightarrow A = 0.25$

$C_P$  : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

$C_P = 0,80$  (élément en console)

$W_P$  : poids de l'acrotère  $W_P = \rho \times S$ .

$$\rho = 25 \text{ KN/ml}, \quad S = 0,069 \text{ m}^2, \Rightarrow W_P = 1,73 \text{ KN/ml.}$$

Enduit de ciment = 0.55 KN/ml

$$G \rightarrow 1.73 + 0.55 = 2.28 \text{ KN/m}$$

D'où :  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.28$

$$F_p = 1.824 \text{ KN/ml}$$

### III-2-3 Les charges :

❖ Poids propre de l'acrotère:

$$G = 2.28 \text{ KN/ml}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = \max(1 ; 1.824)$$

$$Q = 1.824 \text{ KN/ml}$$

❖ Force sismique :

$$F_p = 1.824 \text{ KN}$$

### III-2-4 Sollicitations :

$$G : \text{Crée un} \quad \begin{cases} \text{effort normal : } N_G = 2.28 \text{ KN} \\ \text{Moment : } M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$Q : \text{Crée un} \quad \begin{cases} \text{effort normal : } N_Q = 0 \text{ KN} \\ \text{Moment : } M_Q = 1.094 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Combinaison des sollicitations :

$$\text{ELU :} \quad \begin{aligned} N_U &= 1.35 N_G + 1.5 N_Q \\ M_U &= 1.35 M_G + 1.5 M_Q \end{aligned}$$

$$\text{ELS :} \quad \begin{aligned} N_{\text{ser}} &= N_G + N_Q \\ M_{\text{ser}} &= M_G + M_Q \end{aligned}$$

Cas	Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)
ELU	1.35G + 1.5Q	1.64	3.08
ELS	G + Q	1.094	2.28

**Tableau III-1 :** Combinaison des sollicitations.

### III-2-5 Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$\begin{aligned} h &= 10 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 9 \text{ cm} \\ d' &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### ❖ Calcul des armatures à L'E.L.U :

##### Calcul de l'excentricité

$$e_0 = M_u / N_u = 1.64 / 3.08 = 0.53 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{1.64}{1.5 \cdot 1.09} \right) = 0.$$

$$e_1 = \frac{3 \cdot (2 \cdot 60)^2}{10^4 \cdot 60} (2 + 0 \cdot 2) = 0.144 \text{ cm}$$

$$e_2 = \max(2 \text{ cm} ; \frac{1}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + e_1 + e_2 = 2 + 53 + 0.144 = 55.14 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression ( $N_u > 0$ ), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.53 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times e = 3.08 \times 0.552 = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} \text{ Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.69 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.09)^2 \cdot 14.2} = 0.0146$$

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1.69}{1.09} = 1.55$$

$$\mu_{lu} = (3440 \cdot 1.55 + 49 \cdot 25 - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.35$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$  Alors  $A' = 0$  (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0,275$  on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.09(1 - 0.6 \cdot 0.0146) = 8.92 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1.64}{0.0892 \cdot 348.10^3} = 0.528 \text{ cm}^2$$

**Les armatures en flexion composée :**

$$A = A_f - \left( \frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 5.28 \cdot 10^{-5} - \left( \frac{3.08}{348.10^3} \right) = 0.439 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \frac{e_0 - 0,45 \cdot d}{e_0 - 0,185 \cdot d}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \frac{53 - 0,45 \cdot 9}{53 - 0,185 \cdot 9} = 1.036 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_{\text{calcul}} = 0.439 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.036 \text{ cm}^2$  Donc le ferrailage se fera avec :

$$A_s = A_{\min}$$

Soit  $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml}$

Avec un espacement  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$

**Les armatures de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = A_s/4 = 2.51/4 = 0.627$$

Soit  $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**III-2-6-Les vérifications :**✓ **Vérification au cisaillement : BAEL Art 7.4.3.1**

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \cdot \frac{25}{1.5}, 4 \text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \cdot 1.82 \cdot 10^3 = 2730 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 2730 / (1 \cdot 0.9 \cdot 10^6) = 0.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ est vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\psi_s$ : Coefficient de seulement ( $\psi_s = 1.5$  acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \cdot \pi \cdot 8 = 125.6 \text{ mm}^2$$

$n$  : Nombre des barres

$$V_u = 1.5 \times 1.82 \times 10^3 = 2730 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = 0.268 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

**La condition est vérifiée :**

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

✓ **Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = y_1 K \text{ avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a:

$$\frac{by_1^2}{2} + n(A+A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

Et :  $\eta = 15$

Où A' est la section des armatures comprimés égale A.

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2]$$

$$I = 17435 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{1.09}{1,7435 \cdot 10^{-5}} = 62517.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 62517,9 \cdot 10^{-6} \cdot 0,0205 \cdot 10^3 = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

**Dans l'acier :** la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\{0.5f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}\}\right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 62517.9 \cdot 10^{-6} \cdot (90 - 20.5) = 65,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 65,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

✓ **Vérification des espacements des barres :**

**Armature longitudinal:**

$$St \leq \min(3xh, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifié}$$

**Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4xh, 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(40, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifié}$$

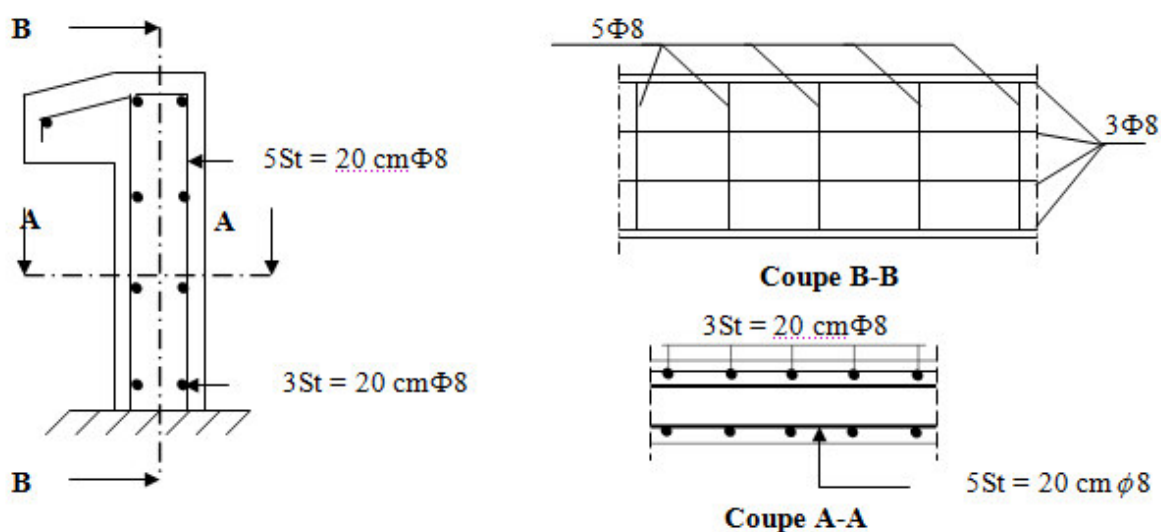


Figure 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III- 3- Calcul des balcons :

#### III-3-1- Introduction :

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encastree dans les poutres leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le Calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1m linéaire.

#### III-3-2-Les charges :

Surcharge sur le balcon :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes :  $G = 6.23 \text{ KN/m}^2$

Surcharge dus à la main courante :  $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Charges de garde de corps :  $G_1 = 2.53 \text{ KN/m}^2$

#### Combinaisons des charges :

##### ELU :

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 6.23 + 1.5 \times 3.5) = 13.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = (1.35G_1 + 1.5Q_1) = (1.35 \times 2.53 + 1.5 \times 1) = 4.91 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_{s1} = (G+Q) = (6.23+3.5) = 9.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = (G_1+Q_1) = (2.53+1) = 3.53 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des moments et des efforts tranchant :**

**ELU :**

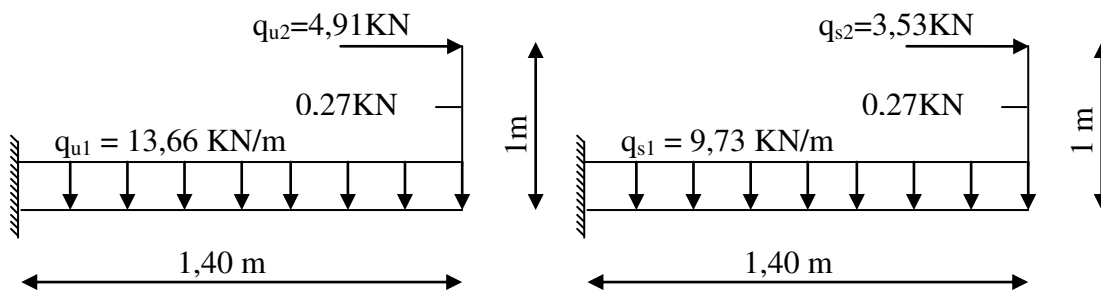
$$M_u = \frac{q_{u1}.l^2}{2} + q_{u2}.l = \frac{13,66.(1,7)^2}{2} + 4,91 \times 1,7 = 28.08 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 13.66 \times 1.7 + 4.91 = 28.13 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$M_s = \frac{q_{s1}.l^2}{2} + q_{s2}.l = \frac{9,73.(1,7)^2}{2} + 3,53 \times 1,7 = 20.06 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_{s1}.l + q_{s2} = 9.73 \times 1.7 + 3.53 = 20.07 \text{ KN}$$



### III -3-3-Ferrailage :

Application de l'organigramme de calcul en flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$d = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{28.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153^2 \times 14.2} = 0.0845$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.2291$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$  Alors  $A' = 0$  (pas d'armature comprimée)

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 15.3(1 - 0.6 \times 0.0845) = 14.52 \text{ cm}$$

**Calcul de la section d'acier :**

$$A_f = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{28.08}{0.1452 \times 348 \times 10^3} = 5.55 \text{ cm}^2$$

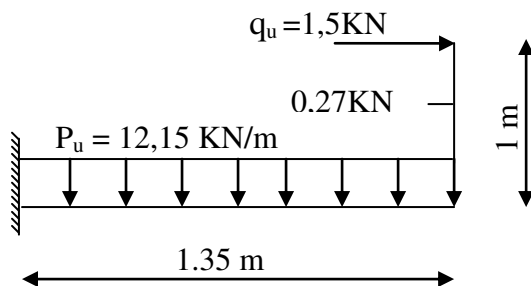
**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_{\text{calcul}} = 5.55 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2$  Donc le ferrailage se fera avec :

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 6\text{HA}12/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 100/6 = 15\text{cm}$



- **Les armatures de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = A_s/4 = 6.79/4 = 1.697$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St = 20\text{cm}$

**III-3-4-Les vérifications :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.13 \times 10^3}{1 \times 0.153 \times 10^6} = 0.184 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{cv}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Vérification d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \text{ avec } : \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226.19 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.13 \times 10^3}{0.9 \times 153 \times 226.19} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

✓ **Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\frac{by_1^2}{2} + n(A+A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y + 1558.30 = 0$$

$$y = 4.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2]$$

$$I = 14903.57 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{20.16}{14903.57 \cdot 10^{-5}} = 135.26 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K$$

$$\sigma_{bc} = 135.26 \times 0.0465 = 6.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

**Dans l'acier :** la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$\eta = 1.6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\{0.5f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}\}\right\} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n.k (d-y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 135.26 \times (15.3 - 4.65) \times 10^{-2} = 216,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 216,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

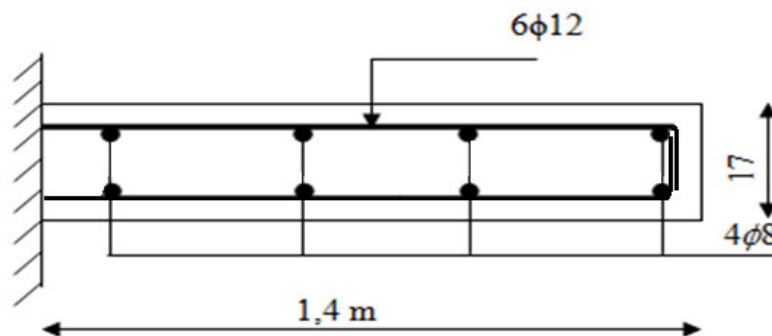
#### ✓ Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{17}{140} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

$$2) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.79}{100 \times 15.3} = 0.00443 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{17}{140} = 0.12 > \frac{1}{10} \times \frac{20.16}{20.16} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$



**Plan de ferrailage du balcon**

**Figure 3 :** Plan de ferrailage du balcon.

### III-4-Les escaliers :

#### III-4-1 Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

**III-4-2-Sollicitations:****Palier :**  $G = 5.73 \text{ KN/m}^2$ 

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

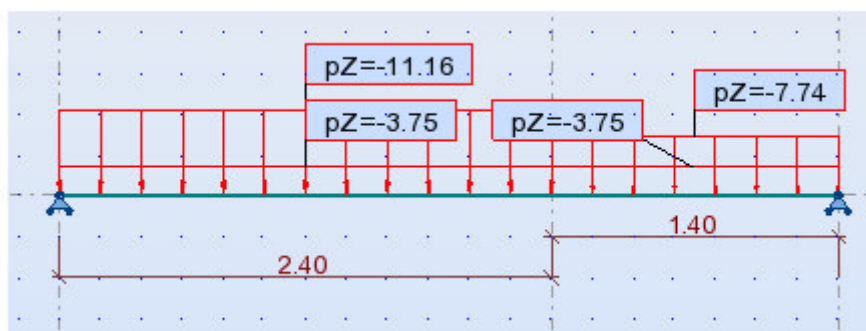
**Paillasse :**  $G = 8.27 \text{ KN/m}^2$ 

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

**Combinaison des charges :****ELU :**  $(1.35G+1.5Q)$ 

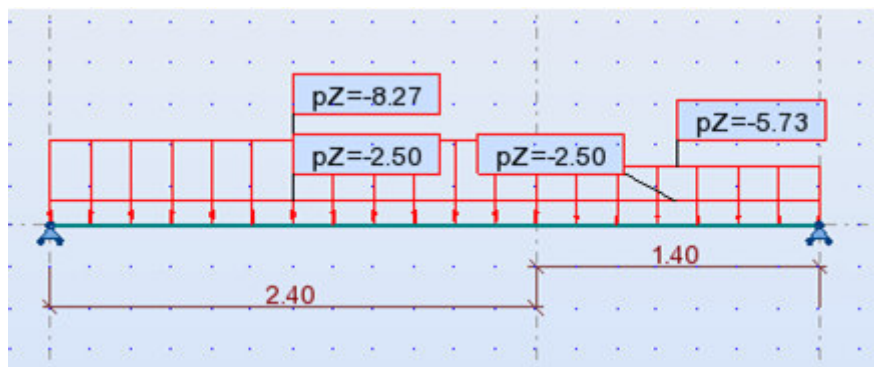
$$q_{u \text{ palier}} = 1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 2.5 = 11.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35 \times 8.27 + 1.5 \times 2.5 = 14.91 \text{ KN/ml}$$

**Figure 4 :** Diagramme des charges à L'ELU.**ELS :**  $(G+Q)$ 

$$q_{s \text{ palier}} = 5.73 + 2.5 = 8.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ paillasse}} = 8.27 + 2.5 = 10.77 \text{ KN/ml}$$

**Figure 5 :** Diagramme des charges à L'ELS.

Calcul des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS :

A l'ELU :

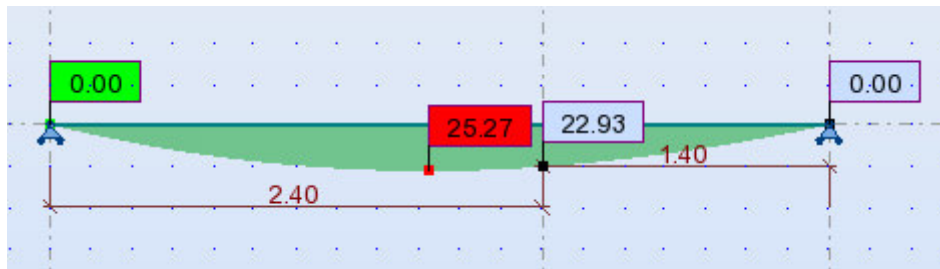


Figure 6 : Diagramme de moment à l'ELU.

A l'ELS :

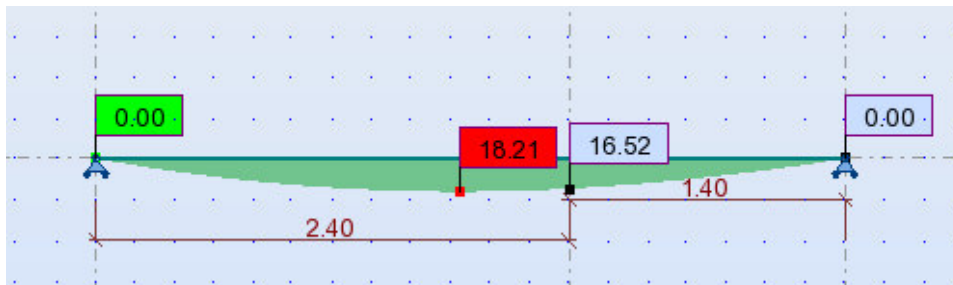


Figure 7 : Diagramme de moment à l'ELS.

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis :  $0.3 \times M_{z_{\max}}$

En travée :  $0.8 \times M_{z_{\max}}$

ETAT	$M_0$ (KN.m)	$M_{\text{tra}}$ (KN.m)	$M_{\text{app}}$ (KN.m)
ELU	25.27	20.21	7.58
ELS	18.21	14.57	5.46

Tableau : les moments fléchissant.

**III-4-3-Ferrailage :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

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

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49) f_{c28} - 3050) 10^{-4}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A' = 0$$

Position	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\gamma$	$\mu_{Lu}$	$A'$	$z_b$	$A$	$A_{min}$
Travée	20.21	14.57	0.078	1.39	0.2956	0	12.87	4.51	1.63
Appui	7.58	5.46	0.0293	1.39	0.2956	0	13.26	1.64	1.63

**Tableau:** calcul de ferrailage.**Calcul des armatures:**

$$A_L \geq (A, A_{min})$$

$$A_{rép} \geq \frac{A_L}{A}$$

Position	Armatures longitudinales		Armature de répartition	
	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	$A_{rép}$	St (cm)
Travée	6HA12 = 6.76	15	5HA8 = 2.51	20
Appui	6HA12 = 6.76	15	5HA8 = 2.51	20

**Tableau :** les armatures longitudinales et transversales.

## III-4-4-Vérifications :

A l'ELU :

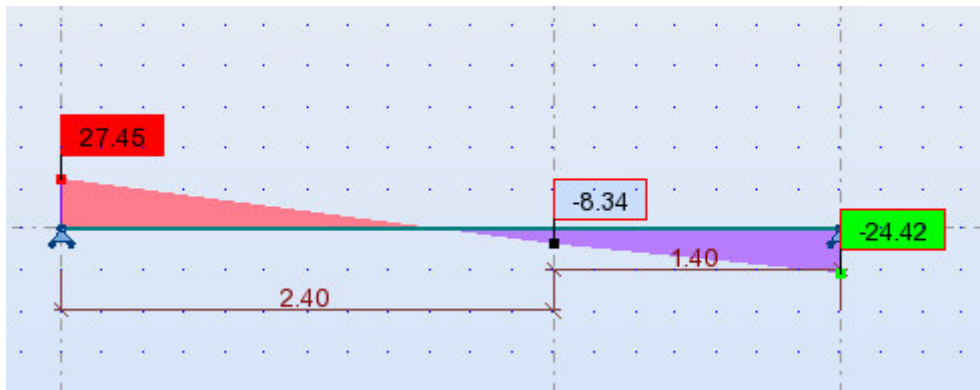


Figure 8 : Diagramme de moment à l'ELU.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{27.45 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.135 \cdot 10^6} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{la condition et vérifier.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226.19 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.45 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 153 \cdot 226.19} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

A l'ELS:

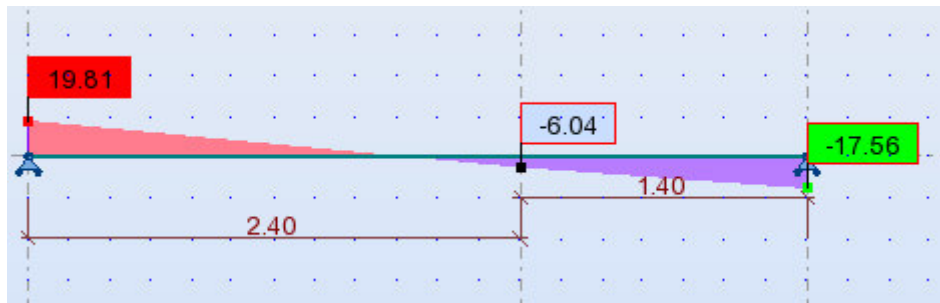


Figure 9 : Diagramme de moment à l'ELS.

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y + 1374.975 = 0$$

$$y = 4.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta[A(d - y)^2 + A'(y - d')^2]$$

$$I = 0.926 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K$$

$$\sigma_s = n \cdot k(d - y_1)$$

Position	M <sub>ser</sub>	A <sub>L</sub>	y	I	K	σ <sub>bc</sub>		σ <sub>s</sub>	
Travée	14.57	6.76	4.32	9926.84	157343.41	6.8	CV	21.67	CV
Appui	5.64	6.79	4.32	9926.84	58963.28	2.55	CV	8.12	CV

Tableau : vérification des contraintes.

✓ Vérification des espacements des barres :

Armature longitudinal:

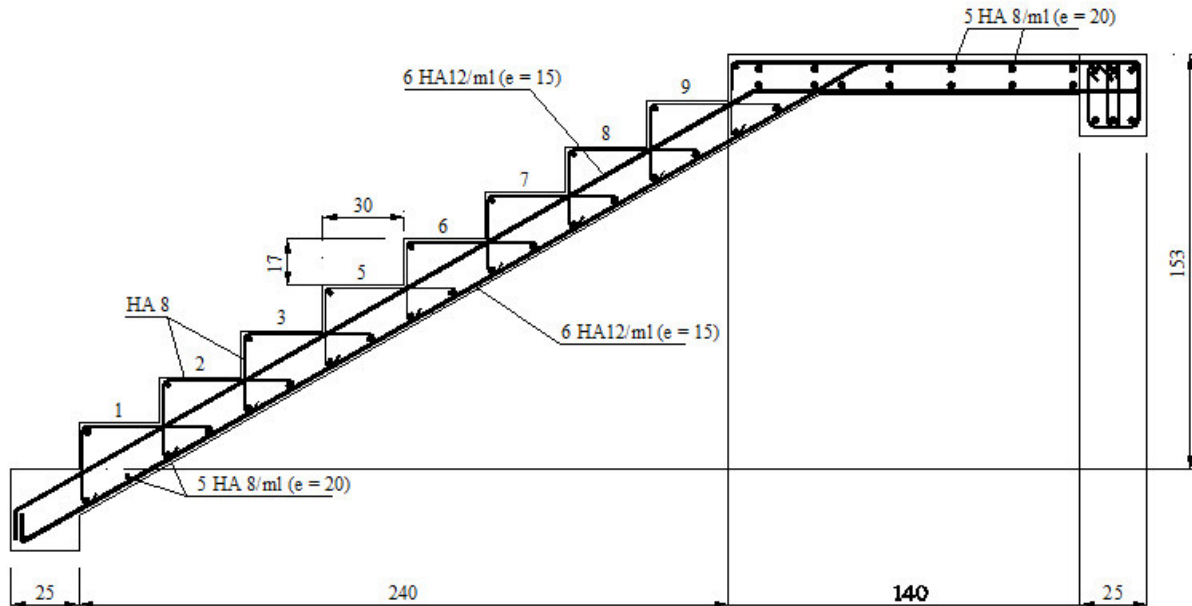
$$St \leq \min(3xh, 33\text{cm}) \equiv st \leq \min(45, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié}$$

**Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4xh, 45\text{cm}) \equiv st \leq \min (60,45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié}$$



**Figure 10 :** Schéma de ferrailage de d'escalier.

**III-5-La poutre palière :**

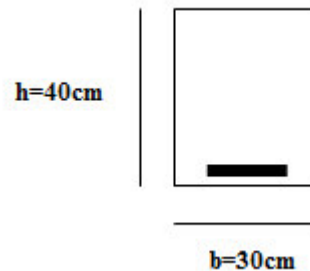
**III-5-1-Introduction :**

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (bxh) et uniformément chargée. Son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée à ses deux extrémités.

On a :

$$0.3h \leq b \leq 0.8h.$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}.$$



Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

D'où :

$$350 / 15 \leq h \leq 350 / 10$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm.}$

### Vérification du R.P.A 99/v2003:

$$h/b \leq 4 \quad \rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow h=40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc on choisie une section de la poutre palière  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

### III-5-2-Les charges :

La poutre palier sera sollicitée par :

Poids propre de la poutre :  $25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{TOTALE}} = 3 \text{ KN/m}$$

$$R_{\text{ELU}} = 24.42 \text{ KN}$$

$$R_{\text{ELS}} = 17.56 \text{ KN}$$

### La combinaison des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + R_{\text{ELU}} = 1.35 \times 3 + 24.42 = 28.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + R_{\text{ELS}} = 3 + 17.56 = 20.56 \text{ KN/ml}$$

### Calcul à l'ELU:

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{28.47 \times 3.5}{2} = 49.82 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 28.47 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 43.59 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = -13.08 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_t = 0.8 M_0 = 34.87 \text{ KN.m}$

**Calcul à l'ELS:**

**Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{20.56 \times 3.50}{2} = 35.98 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 20.56 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 31.48 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

Aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = -9.44 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_t = 0.8 M_0 = 25.18 \text{ KN.m}$$

**III-5-3-Ferrailage :**

**Ferrailage l'ELU :**

**a- Armature principale :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.59 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.38^2) \times 14.2} = 0.056$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < 0.275$$

• Methode simplifier :

$$Z_b = d [ 1 - 0.6\mu_{bu} ] = 36.72 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{34.59 \times 10^{-3}}{0.3672 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.08 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.38^2) \times 14.2} = 0.021$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.021 < 0.275$$

- Méthode simplifier :

$$Z_b = d [ 1 - 0.6\mu_{bu} ] = 37.51 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{13.08 \times 10^{-3}}{0.3751 \times 348} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

- ✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifié}$$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

#### **b- Les armatures transversales :**

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_L \\ \frac{h_t}{35} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ mm} \\ 11,43 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad \text{On choisi : } \phi_8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

**Espacement des barres :** D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h_t}{4}, 12\phi_L \right)$  en prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$
- **En zone courante :**  $S_t' < \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm}$  en prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III-5-4-Vérification :**▪ **Vérification à l'ELU :****Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifié}$$

**Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 5-1.2) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = T_{\max} = 49.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{49.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.44 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification de la condition d'adhérence : (BAEL 91 Art A 6,13) :**

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9.d. \sum U_i < \bar{\tau}_{ser} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 49.82 \cdot 10^{-3} / 0.9 \cdot 0.38 \cdot 4(0.012)\pi = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifié}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

▪ **Vérification à l'E.L.S :****Contrainte de compression dans le béton :**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

**En travée :**

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 38) = 0$$

$$y = 5.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (5.73)^3}{3} + 15 \times 3.39(38 - 5.73)^2 = 59223.88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{25.18 \times 10^{-3}}{59223.88 \times 10^{-8}}$$

$$K = 42.52 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 42.52 \times 10^{-2} (5.73) = 2.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifié}$$

**En appuis :**

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 38) = 0$$

$$y = 5.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (5.73)^3}{3} + 15 \times 3.39(38 - 5.73)^2 = 59223.88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.44 \times 10^{-3}}{59223.88 \times 10^{-8}}$$

$$K = 15.94 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 15.94 \times 10^{-2} (5.73) = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifié.}$$

▪ **Vérification de la flèche:**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.39}{30 \times 38} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{350} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition Vérifié.}$$

**III-6-Etude des planchers :****III-6-1-Dalle de compression :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

Dans notre cas, les planchers sont en corps creux (16+4) associé à des poutrelles préfabriquées sur chantier, la dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher avec une épaisseur de 4cm.

Cette dalle est ferrillée d'un quadrillage d'armatures constitué d'une nappe de treillis soudés (TLE 520) dont les dimensions ne doivent excéder :

-20cm pour les armatures perpendiculaire.

-33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

-En pratique en considère un maillage de 20cm.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm<sup>2</sup> sur 1 mètre de nervures)

L : écartement entre axe des nervures

$$\text{Si : } L \leq 50\text{cm} \quad \rightarrow \quad A > \frac{200}{f_e}$$

$$50 \leq L \leq 80 \quad \rightarrow \quad A > \frac{4L}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures, ainsi que les armatures supérieures des poutrelles,

doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\frac{A}{2}$

- Les armatures perpendiculaires aux nervures égales :

$$A_{\text{per}} = \frac{4.1}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\text{per}} = 6\phi 5/\text{ml} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les armatures parallèles aux nervures égales :

$$A_{\text{par}} = \frac{A_{\text{per}}}{f_e} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\text{par}} = 6\phi 5/\text{ml} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de (TLE500) de dimensions (150x150) mm<sup>2</sup>

### III-6-2-Les poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

#### Choix de méthode :

Vérifications des conditions d'application de méthode forfaitaire :

- $Q < 2. G \rightarrow 1 < 2 * 5.78 = 11.56 \text{KN/m}^2$  Vérifiée.
- La fissuration est considérée peu préjudiciable. Vérifiée.
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées. Vérifiée.
- Les portées :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25 \quad \text{Vérifiée.}$$

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

$$\mathbf{1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_1 \geq \max \left\{ 1,05M_0, (1+0,3\alpha)M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}}$$

$$\mathbf{2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_2 \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0} \quad \text{Travée intermédiaire.}$$

$$M_2 \geq \left( \frac{1,20+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Travée de rive.}$$

#### Les efforts tranchants :

$$V_w = -2 \frac{(M_w + M_e)}{a}$$

$$V_e = 2 \frac{(M_w + M_e)}{b}$$

la valeur de « a » est donnée par :

$$b = l - a \quad \text{Et} \quad a = l \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

**a** : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul ( $V = 0$ )

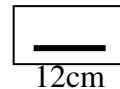
Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

**Dimensionnement:**

$b_0 = 12\text{cm}$

$h_0 = 4\text{ cm}$

4 cm



**Type de poutrelle :**

Pour notre structure on distingue un seul type de poutrelles représentées comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

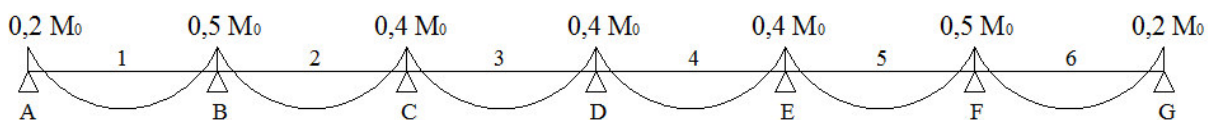
La charge revenant à la poutrelle :  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \cdot 0,65$

$$q_s = (G + Q) \cdot 0,65$$

	<b>b(m)</b>	<b>α</b>	<b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>Q</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>q<sub>u</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q<sub>s</sub></b> (KN/m <sup>2</sup> )
<b>terrasse</b>	0.65	0.15	5.78	1	6.05	4.41
<b>RDC/étage courant</b>	0.65	0.22	5.24	1.5	6.06	4.38

**Tableau** : les charges revenant à la poutrelle.

▪ **Calcul des moments :**



**Figure 11** : Diagramme de moment.

**Les résultats obtenus à l'ELU :**

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_{t1}$ (KN.m)	$M_{t2}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
1	9.26	1.85	4.63	6.51	5.76	6.51
2	9.26	4.63	3.70	5.55	4.84	5.55
3	9.26	3.70	3.70	6.02	4.84	6.02
4	9.26	3.70	3.70	6.02	4.84	6.02
5	9.26	3.70	4.63	5.55	4.84	5.55
6	9.26	4.63	1.85	6.51	5.76	6.51

**Tableau :** les résultats des moments obtenus à l'ELU.**Les résultats obtenus à l'ELS :**

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_{t1}$ (KN.m)	$M_{t2}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
1	6.75	1.35	3.38	4.72	4.20	4.72
2	6.75	3.38	2.70	4.05	3.53	4.05
3	6.75	2.70	2.70	4.39	3.53	4.39
4	6.75	2.70	2.70	4.39	3.53	4.39
5	6.75	2.70	3.38	4.05	3.53	4.05
6	6.75	3.38	1.35	4.72	4.20	4.72

**Tableau :** les résultats des moments obtenus à l'ELS.

▪ **Calcul des efforts tranchants :**

Les résultats obtenus à l'ELU :

travée	a (m)	b (m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
1	1.62	1.88	-10.32	11.85
2	1.79	1.71	-11.37	10.82
3	1.75	1.75	-11.11	11.11
4	1.75	1.75	-11.11	11.11
5	1.71	1.79	-10.82	11.37
6	1.88	1.62	-11.85	10.32

**Tableau :** les résultats des efforts obtenus à l'ELU.

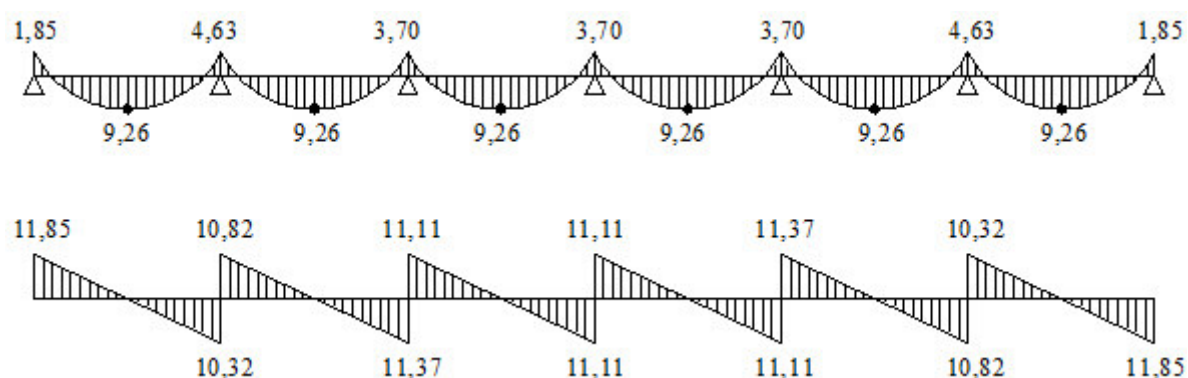
Les résultats obtenus à l'ELS :

travée	a (m)	b (m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
1	1.60	1.90	-7.59	8.53
2	1.79	1.71	-8.30	7.89
3	1.75	1.75	-8.10	8.10
4	1.75	1.75	-8.10	8.10
5	1.68	1.82	-8.03	8.16
6	1.89	1.61	-8.57	7.54

**Tableau :** les résultats des efforts obtenus à l'ELS.

• **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

ELU :



**Figure 12 :** Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

ELS :

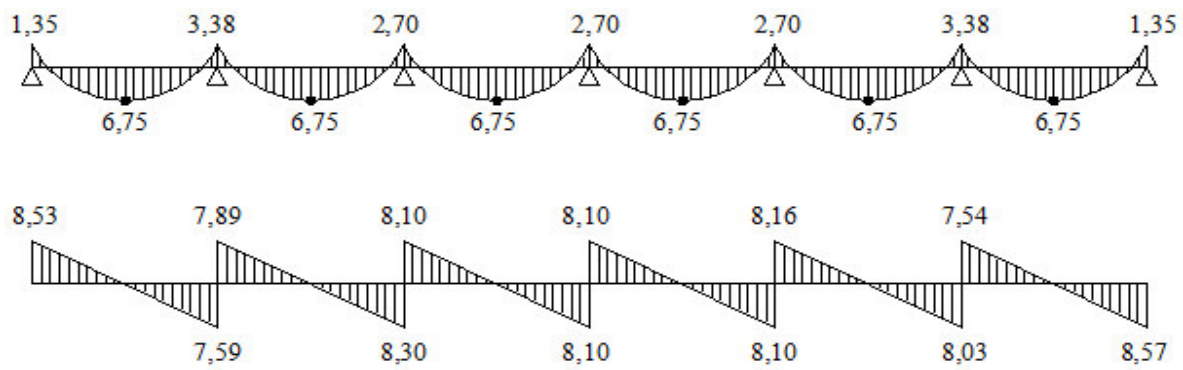


Figure 13 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

▪ **Ferrailage :**

Le calcul se fait pour la poutrelle au niveau terrasse, en flexion simple à l'ELU, il s'effectue comme étant une section en T.

a) **En travée :**

$$M_u = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.72 \text{ KN.m}$$

On a le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.12 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \cdot 10^3 \cdot \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 10.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_u \leq M_{Tu}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, une seule partie de la table est comprimée et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh) tel que :  $b = 12 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$  .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.51}{0.12 \cdot (0.18)^2 \cdot 14.2} \times 10^{-3} = 0.1179$$

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

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 18(1 - 0.6 \cdot 0.1179) = 16.73 \text{ cm}$$

- **Section d'aciers :**

$$A = \frac{M_u}{z_{b.f_{ed}}} = \frac{6.51}{0.1673 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1.12 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 1\text{HA}12 = 1.57\text{cm}^2$

**b) En Appuis :**

$$M_u = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.63}{0.12 \cdot (0.18)^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.0838$$

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

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.2887$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 17.09\text{cm}$$

- **Section d'aciers :**

$$A = \frac{M_u}{z_{b.f_{ed}}} = \frac{4.63}{0.1709 \cdot 348 \cdot 10^3} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$

**Calcul des armatures transversales : (Art-A7.2.2 BAEL91)**

$$\Phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{h_0}{10}, \Phi_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right) \Phi_t = 0.57\text{cm}$$

On prend :  $\Phi_t = 8\text{mm}$  ( $2\text{HA}8 = 1.01\text{cm}^2$ ).

**Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 \cdot 18 ; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Calcul de l'ancrage rectiligne :(Art-A.5.1.2.2.BAEL91)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4} = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2.84} = 35,21 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 40 \text{ cm}$

- **Vérifications :**

**Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{11.85 \cdot 10^3}{0.12 \cdot 0.18 \cdot 10^6} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma \cdot b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ est vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \cdot \pi \cdot 10 + 1 \cdot \pi \cdot 12 = 100.48 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{11.85 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 100.48} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\frac{b_0 y_I^2}{2} + n(A' + A)y_I - n(Ad - A'd') = 0$$

$$I = \frac{b_0 y_I^3}{3} + nA'(y_I - d')^2 + nA(d - y_I)^2$$

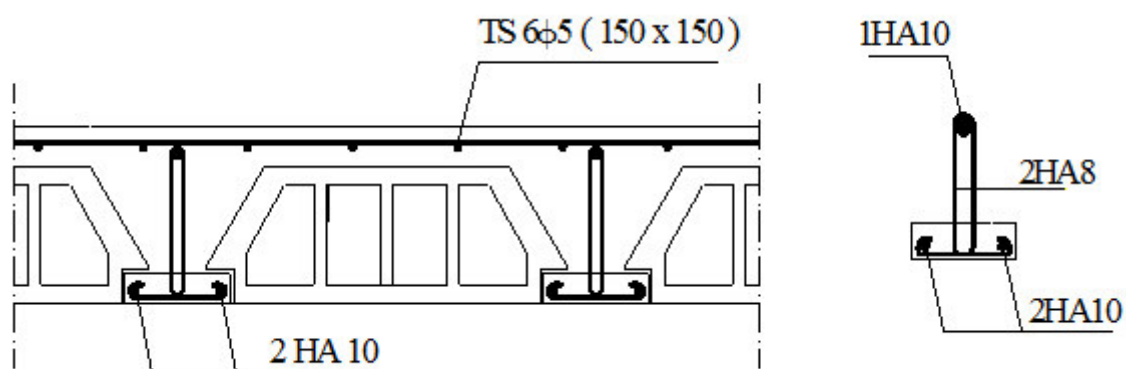
$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \cdot K \cdot (d - y) = \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

position	M <sub>ser</sub>	A <sub>L</sub>	y	I	K	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>St</sub>		
travée	4.72	1.57	6.67	4210.05	112112.68	7.48	CV	190.53	CV
appui	3.38	1.13	5.56	3310.59	102096.60	5.68	CV	190.51	CV

**Tableau :** Vérification des contraintes à ELS.**Figure 14 :** ferrailage de la dalle.

**III-7-La salle machine :****III-7-1-Introduction :**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

**III-7-2-Les charges :****Charges permanentes :**

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs la charge permanente est représentée comme suit :

$$P_1 = 8400 \text{ kg} \qquad P_6 = 1200 \text{ kg}$$

$$P_2 = 3200 \text{ kg} \qquad P_7 = 750 \text{ kg}$$

$$P_3 = 2000 \text{ kg} \qquad P_8 = 1100 \text{ kg}$$

$$P_4 = 600 \text{ kg} \qquad P_9 = 1000 \text{ kg}$$

$$P_5 = 800 \text{ kg} \qquad P_{10} = 3100 \text{ kg}$$

Poids de la machine:

$$G_1 = \sum_{i=1}^{10} \frac{p_i}{S} = \frac{22200 \cdot 10^{-2}}{1.55 \cdot 1.55} = 92.40 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre de la dalle :

$$G_1 = e * \rho = 25 * 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$G = 92.40 + 6.25 = 98.65 \text{ KN/m}^2$$

**Charges d'exploitations :**

$$Q = 300 \text{ kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

**Combinaison de charges :**

**ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 98.65 + 1.5 * 3 = 137.67 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q = 98.65 + 3 = 101.65 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul des moments :**

**Moment isostatique :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> cas:**  $0 < \alpha < 0.4$

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{OX} = q \frac{l_x^2}{8}$$

$$M_{Oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas:**  $0.4 < \alpha < 1$

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- ✓ Dans le sens de la petite portée :  $M_{OX} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée :  $M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{OX}$

• **Moment en appuis et en travée :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- ✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.75M_{ox}$ ,  $M_{ty} = 0.75M_{oy}$ )
- ✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.5M_{ox}$ ,  $M_{ay} = 0.5M_{oy}$ )

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- ✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.85 M_{oy}$ ,  $M_{ty} = 0.85M_{oy}$ )
- ✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.3M_{ox}$ ,  $M_{ay} = 0.3M_{oy}$ )

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.55}{1.55} = 1 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
$\mu$	0.0368	1	0.0441	1
M( KN.m )	12.17	12.17	10.77	10.77
M <sub>t</sub> ( KN.m )	10.34	10.34	9.15	9.15
M <sub>a</sub> ( KN.m )	3.65	3.65	3.23	3.23

**Tableau:** Calcul des moments.

### III-7-3- Calcul des armatures :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22.5 \text{ cm}$$

#### Pourcentage minimal :

Suivant le petit côté :  $A_{x \min} \geq 8 * h = 2 \text{ cm}^2$

$$A_{y \min} \geq 8 * h * \frac{3-\alpha}{2} = 2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :  $A_{\min} = 0.23 \text{ b.d.f}_{t28}/f_e = 0.23 * 100 * 22.5 * \frac{2.1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$

**Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(33\text{cm}, 3h_t) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont récapitulé dans le tableau suivant :

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M_u$ ( KN.m )	3.65	10.34	3.65	10.34
$A_s$ ( cm <sup>2</sup> )	0.47	1.33	0.47	1.33
$A_{s \text{ min}}$ ( cm <sup>2</sup> )	2.71	2.71	2.71	2.71
Choix	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$A_{s \text{ adp}}$ ( cm <sup>2</sup> )	3.93	3.93	3.93	3.93
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau:** Ferrailage à l'ELU

**III-7-4-Vérifications :****Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2 * L_x + L_y} = \frac{137.34 * 1.55 * 1.55}{1.55 * 2 + 1.55} = 70.96 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = \frac{137.34 * 1.55}{3} = 71.06 \text{ KN.}$$

$$T_u = \max(T_x, T_y) = 71.06 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{71.06 * 10^3}{1 * 0.225 * 10^6} = 0.315 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma \cdot b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ est vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\frac{b_0 y_I^2}{2} + n(A' + A)y_I - n(Ad - A'd') = 0$$

$$I = \frac{b_0 y_I^3}{3} + nA'(y_I - d')^2 + nA(d - y_I)^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

### Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

### Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \cdot K \cdot (d - y) = \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 202 \text{MPa}$$

Sens XX = Sens YY

### Le tableau suivant récapitule les résultats calculés :

#### Vérification de la flèche :

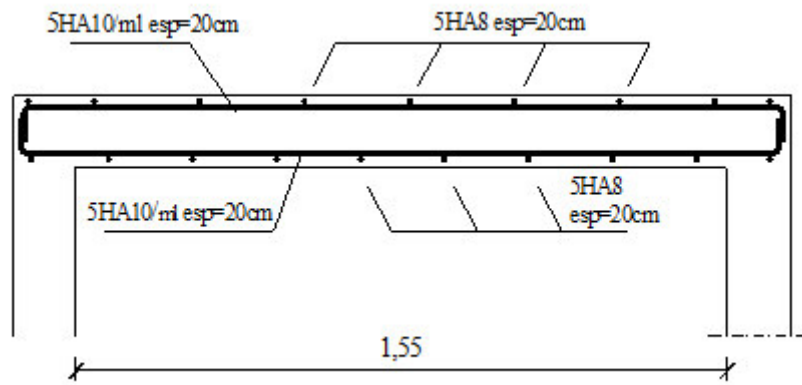
Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 03 conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \rightarrow \frac{25}{155} = 0.161 \geq \frac{10.34}{20 \cdot 12.17} = 0.0424$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27} \text{ \AA } \frac{1}{35} \quad \rightarrow \frac{25}{155} = 0.161 \geq 0.028 \text{ \AA } 0.037$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow \frac{3.93 \cdot 10^2}{1000 \cdot 225} = 1.74 \cdot 10^{-3} \text{MPa} \leq \frac{2}{400} = 5 \cdot 10^{-3} \text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure 15 :** Ferrailage de la dalle machin.

# Chapitre IV

## Etude sismique et dynamique.

---

**IV-1 Introduction :**

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut-être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure.

**IV-2 Etude dynamique :****IV-2-1 Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

**IV -2-2 Modélisation mathématique :**

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

**IV-2-3 modélisation de la structure étudiée :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS.

**IV-2-3-1 Description du logiciel ETABS :**

Nom du logiciel : Extended 3D Analyses of Building Systems

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, Trumeau, linteau etc.)

**ETABS** permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD**, **SAP2000**)

**IV-2-3-2 modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

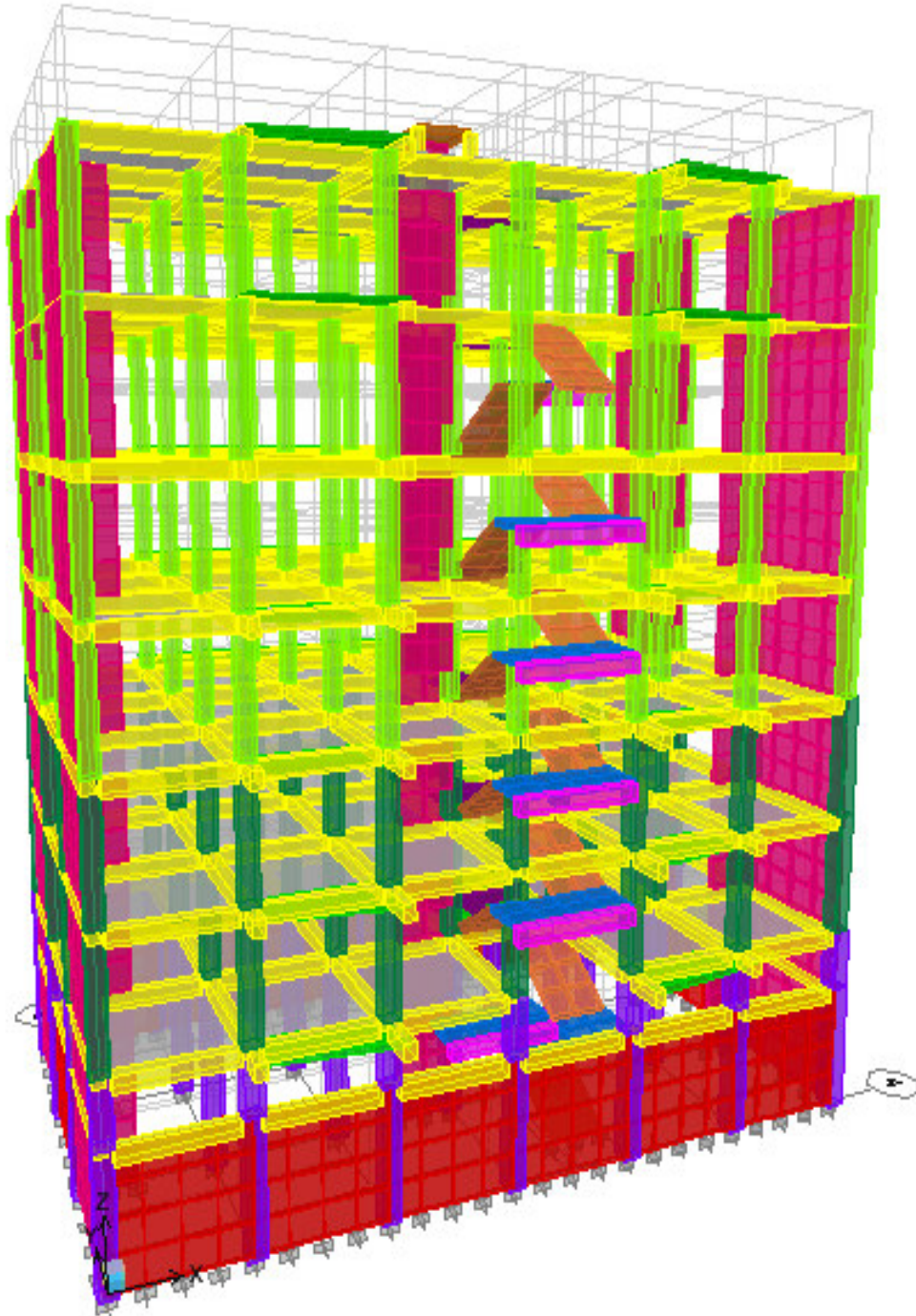
**Définition de la masse sismique :**

Selon le **RPA 99/V2003**, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité  $\beta Q$  avec  $\beta=0.2$  correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ **Présentation de la vue en 3D :**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous a donnée la vue en 3D suivante :

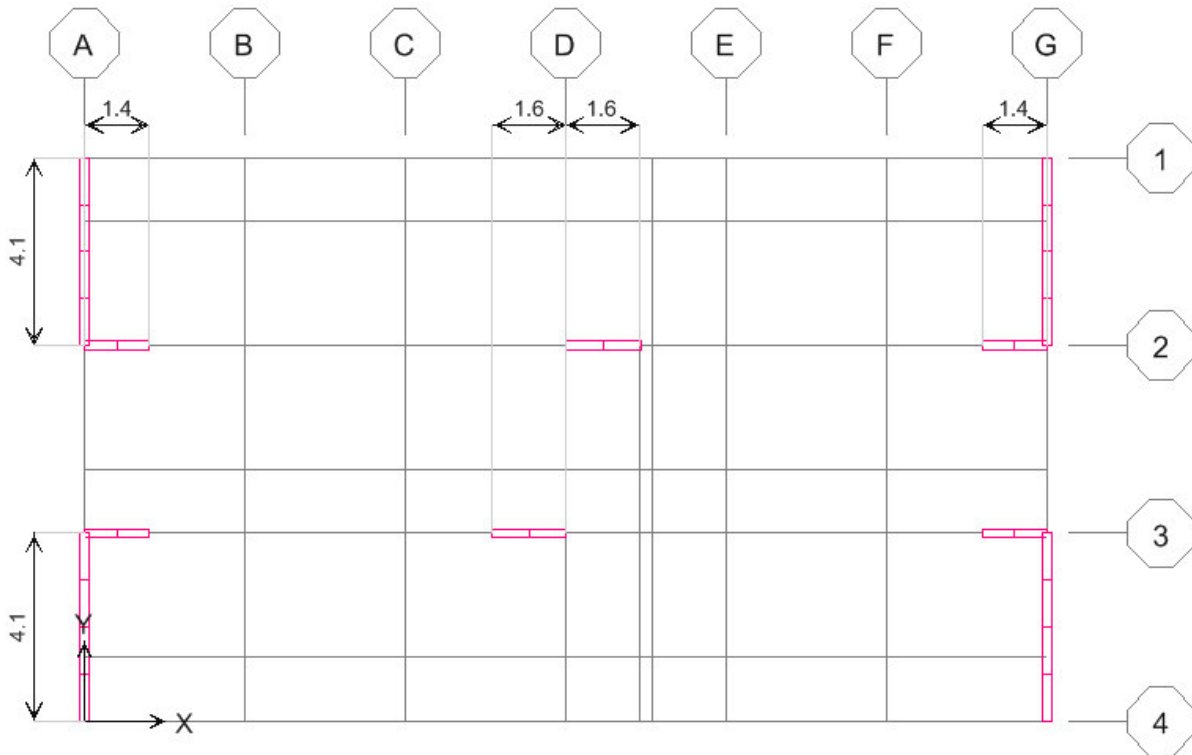


**Figure IV.1:** schéma de la structure en 3D

**IV-2-3-3 Choix de la disposition des voiles :**

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :



**Figure IV.2:** La disposition des voiles (vue en plan)

**IV-2-3-4 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

**1. Centre de masse**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M<sub>i</sub> : la masse de l'élément i.

X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub> : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

**2. Centre de rigidité (torsion):**

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux .en générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (séisme, vent ...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $(\pm 0,05L)$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

▪ **Caractéristiques massiques :**

Niveaux	Masse (t)	Position de centre de masse (m)		Position de centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
		X <sub>CCM</sub>	Y <sub>CCM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
S-Sol	185.35	10.581	6.142	10.516	6.136	0.065	0.006
Entre Sol	302.25	10.398	5.95	10.534	6.108	-0.136	-0.158
RDC	357.96	10.494	6.438	10.539	5.909	-0.045	0.529
Etage 1	353.32	10.494	6.442	10.548	5.767	-0.054	0.675
Etage 2	349.44	10.494	6.445	10.556	5.684	-0.062	0.761
Etage 3	349.44	10.494	6.445	10.563	5.644	-0.069	0.801
Etage 4	347.02	10.484	6.483	10.567	5.643	-0.083	0.84
Etage 5	277.96	10.526	6.52	10.567	5.693	-0.041	0.827
ASCE	5.23	11.276	7.485	11.115	8.105	0.161	-0.62

**Tableau IV-2 :** Coordonnées de centre de masse et de torsion.

**3. L'excentricité accidentelle :**(article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (12.3 ; 21) = 1.05m$$

$$e_{acc} = 1.05 m$$

Donc :  $e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.05 m$ .

$$e_x = 1.05m.$$

### IV-3 Etude sismique de bâtiment :

#### IV-3-1 Choix de la méthode de calcul :

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

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### Condition d' RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

$V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment ...) Si dans le rapport :  $r = 0.8V / V_t$ .

#### A. Méthode dynamique modale spectrale :

##### a) Principe :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- méthode statique équivalente n'est pas permise.

##### b) Application :

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec:

$V_t$  : l'effort tranchant modal à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$ .

$W$  : poids total de la structure.

**1) Spectre de réponse de calcul :**

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

**B. Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)****a) Principe :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10.

Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage 2 mais la hauteur est supérieure à 17m ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

### b) Application :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:  $V = \frac{ADQ}{R} W_T$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

$W_T$  : poids total du bâtiment .

#### ▪ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone III et groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0.25$

#### ▪ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

$T_2$  : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble ( $S_3$ ).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 R.P.A 2003)}.$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = 0.881 \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A 2003)}$$

$\xi$ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages....[tab4-2]

On prend le cas le plus défavorable pour  $\xi = 7\%$ .

▪ **Estimation de la période fondamentale :**

La période fondamentale  $T=0.505s$  inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{(ART 4-2-4 RPA99/VER2003)}.$$

$C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé  $\Rightarrow C_T = 0,05$

$$h_N = 25,13m.$$

D'où:  $T = 0,05(25,13)^{3/4} = 0.56s$

$$T = 0.56 \times 1.3 = 0.728s$$

$$T_1 \leq T \leq 3.0s$$

▪ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure.

Dans le cas où la structure est contreventés partiellement par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{a}}$$

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

a) sens transversale :  $dy = 12.3 \text{ m} \longrightarrow T = 0.645 \text{ s}.$

b) sens longitudinale :  $dx = 21 \text{ m} \longrightarrow T = 0.493 \text{ s}.$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc :

$$\begin{cases} T_x = 0.493 \text{ s.} \\ T_y = 0.56 \text{ s.} \end{cases}$$

On a:  $T_2 = 0.5\text{s}$

$$\begin{cases} 0 \text{ s} < T_x < T_2 \text{ s} \text{ donc: } D_x = 2.5\eta \\ T_1 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s} \text{ donc: } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,881 = 2.2 . \\ D_y = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0.5}{0.56}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.04. \end{cases}$$

▪ **Coefficient de comportement global (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement, dans notre cas nous considérons le système (4a) (voiles porteurs).

❖ **Justification du système de contreventement :**

Pour justifier le contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

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

Niveau	Charge (KN) reprise par ...		Pourcentage (%) reprise par ...	
	Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	10646.98	10248.34	50.95	49.05

#### Répartition des charges verticales entre portiques et voiles Z-Z

Niveau	Charge (KN) reprise par ...		Pourcentage (%) reprise par ...	
	Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	1389.37	1252.59	52.59	47.41

#### Répartition des charges horizontales entre portiques et voiles X-X

Niveau	Charge (KN) reprise par ...		Pourcentage (%) reprise par ...	
	Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	245.41	219.61	52.77	47.23

#### Répartition des charges horizontales entre portiques et voiles Y-Y

**Tableaux :** pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales et horizontales.

#### Observations :

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical, donc la structure est une structure en voile donc le coefficient  $R=3.5$ .

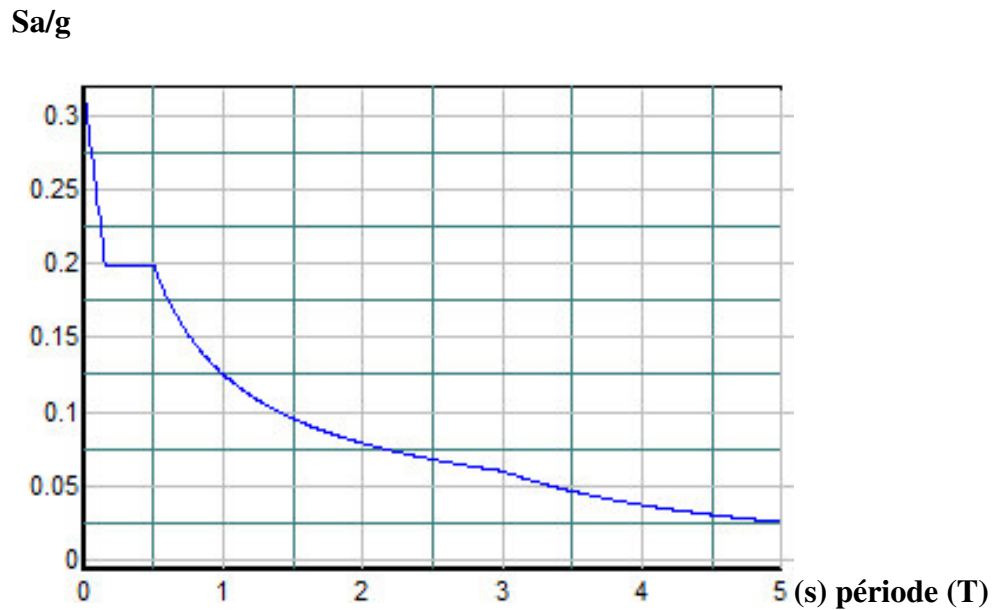
Dans le cas de notre bâtiment étudié nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique, cette dernière d'après le RPA99/2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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 combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul de réponse on utilise le **spectre RPA99**



**Figure IV.3:** Diagramme de spectre de calcul.

▪ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Art 4 .4 R.P.A 2003). Ou : } P_q \text{ : est la pénalité}$$

à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Critère	P <sub>q</sub> (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
<b>Q (totale)</b>	<b>1.15</b>	

**Tableau :** Valeurs des pénalités.

▪ **Poids total de la structure, W :**

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$$

$\beta$  : 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,  $\beta = 0,20$

$W_{gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : poids dû aux charges d'exploitations.

A	$D_x$	$D_y$	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	2.188	2.04	1.15	3.5	0.46	27222.84

**Tableau :** les composantes de l'effort sismique.

▪ **Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 6 modes

$$W_t = 25039.88 \text{ KN}$$

**IV-3-2 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**

**IV-3-2-1 Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

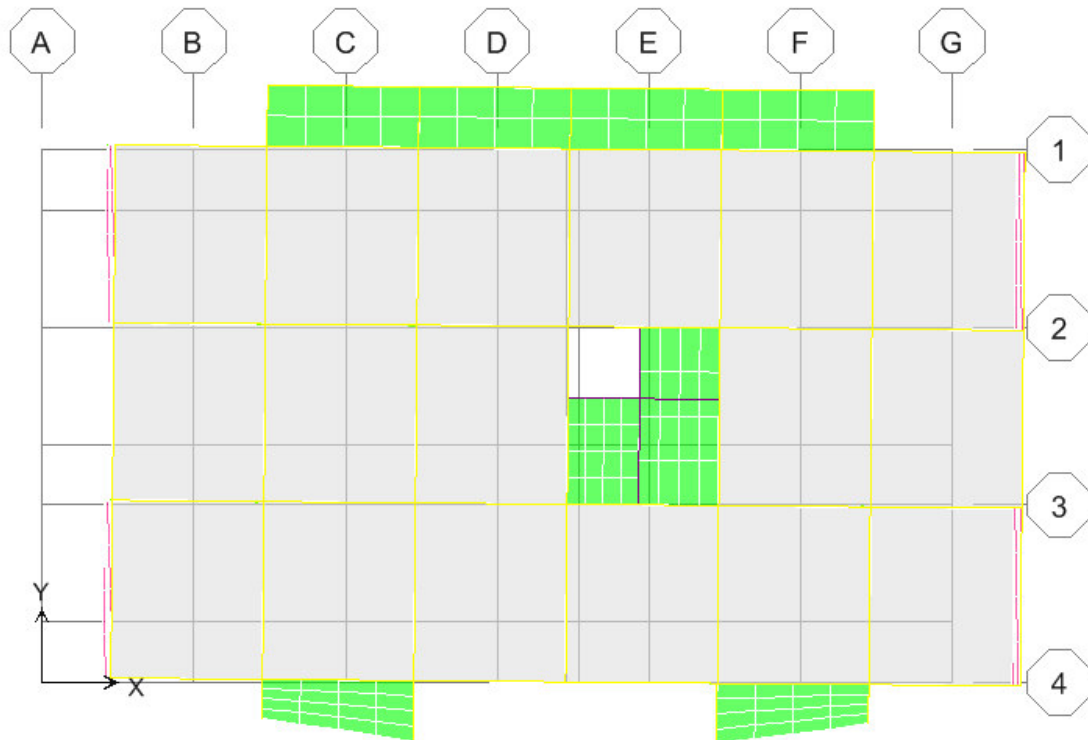
Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.553	68.40	0.01	0.18	0.01	0.553	68.40
2	0.381	0.01	66.07	0.00	96.97	0.381	0.01
3	0.302	0.17	0.00	63.40	96.97	0.302	0.17
4	0.164	12.49	0.00	0.03	96.97	0.164	12.49
5	0.089	0.00	21.19	0.00	99.46	0.089	0.00
6	0.081	5.36	0.00	0.01	99.46	0.081	5.36
7	0.068	0.00	0.00	20.41	99.46	0.068	0.00
8	0.055	0.01	0.23	0.00	99.50	0.055	0.01
9	0.049	3.16	0.00	0.00	99.50	0.049	3.16
10	0.044	0.22	0.10	0.00	99.50	0.044	0.22
11	0.041	0.00	7.15	0.00	99.89	0.041	0.00
12	0.034	2.64	0.00	0.02	99.89	0.034	2.64
13	0.032	0.00	0.00	7.76	99.89	0.032	0.00
14	0.027	2.20	0.00	0.00	99.89	0.027	2.20

**Tableau:** périodes, modes et facteurs de participation massique.

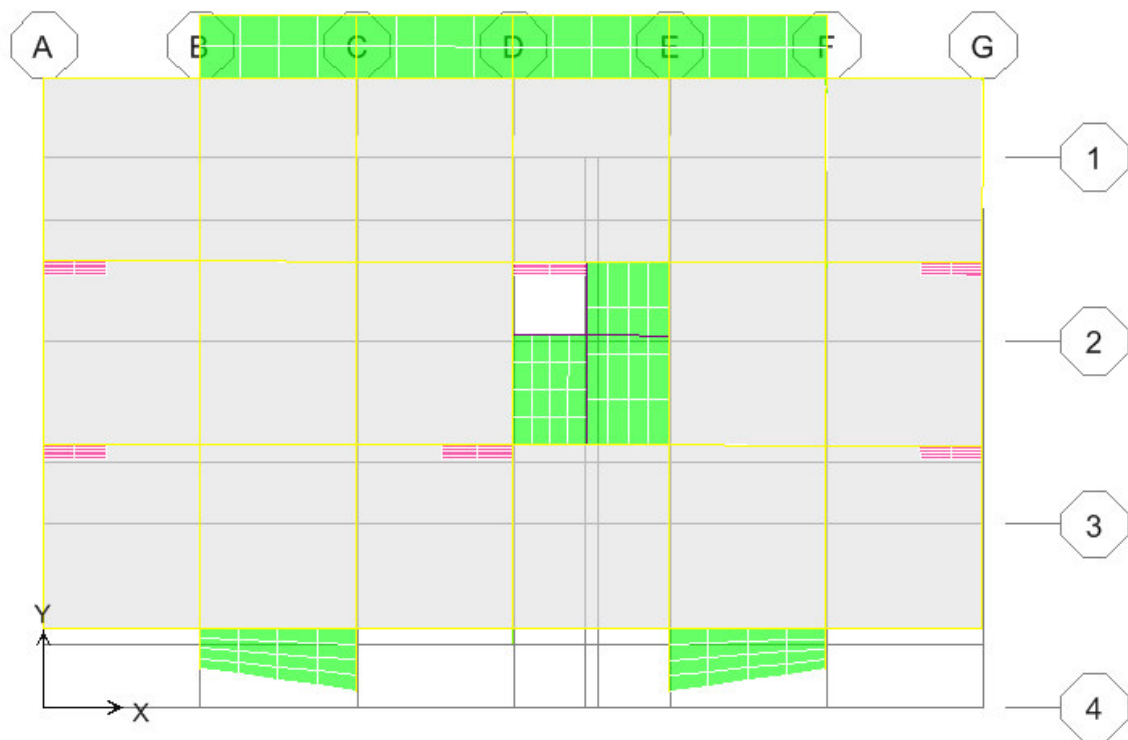
**Modes de vibrations obtenus**

**Premier mode de vibration : Translation suivant X**



**Figure IV.4** : 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sense XX de periode T =0.553s

**Deuxième mode de vibration Translation suivant Y**



**Figure IV.5:** 2<sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sense YY de periode T =0.381s

**Troisième mode de vibration : rotation suivant Z**



**Figure IV.6:** 3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de laxe Z de periode T =0.302s

❖ **Commentaire : La période fondamentale de la structure :**

**Constatation :**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0$  s.

2°/ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 12 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de  $T_E$  calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.505s < T = 0.493 * 1.30 = 0.6409s \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

**IV-3-2-2 Calcul de l'effort tranchant modal à la base :**

D'après le (RPA99v03) :

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l'effort tranchant à la base

$\alpha_i$  : coefficient de participation  $i$

$W$  : poids total de la structure

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal (X X) :**

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	sa/g	Vt(KN)
1	0.553	68.40	25039.88	0.212	363098.29
2	0.381	0.01	25039.88	0.212	53.08
3	0.302	0.17	25039.88	0.212	902.44
4	0.164	12.49	25039.88	0.212	66302.60
5	0.089	0.00	25039.88	0.212	0.00
6	0.081	5.36	25039.88	0.212	28453.32
7	0.068	0.00	25039.88	0.212	0.00
8	0.055	0.01	25039.88	0.212	53.08
9	0.049	3.16	25039.88	0.212	16774.72
10	0.044	0.22	25039.88	0.212	1167.86
11	0.041	0.00	25039.88	0.212	0.00
12	0.034	2.64	25039.88	0.212	14014.32

**Tableau IV** : l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.➤ **Sens transversal (YY) :**

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	sa/g	Vt(KN)
1	0.553	0.01	25039.88	0.212	53.08
2	0.381	66.07	25039.88	0.212	350729.59
3	0.302	0.00	25039.88	0.212	0.00
4	0.164	0.00	25039.88	0.212	0.00
5	0.089	21.19	25039.88	0.212	112486.15
6	0.081	0.00	25039.88	0.212	0.00
7	0.068	0.00	25039.88	0.212	0.00
8	0.055	0.23	25039.88	0.212	1220.94
9	0.049	0.00	25039.88	0.212	0.00
10	0.044	0.10	25039.88	0.212	530.85
11	0.041	7.15	25039.88	0.212	37955.45
12	0.034	0.00	25039.88	0.212	0.00

**Tableau IV** : l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

**IV-3-2-3 Combinaisons des réponses modales :** (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)

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

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

Avec :

- E : l'effet de l'action sismique considéré.
- E<sub>i</sub> : valeur modale de E selon le mode i.
- K : nombre de mode retenue.

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> par exemple, la réponse totale est donnée par :

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

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T<sub>i</sub> ,T<sub>j</sub> et d'amortissement ζ<sub>i</sub> , ζ<sub>j</sub> sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \left( \frac{10}{10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}} \right) = 0,59 \text{ avec : } T_i \leq T \text{ et } \zeta_i = \zeta_j = 7\%$$

❖ **Combinaisons des réponses modales**

Vérification de la condition de combinaison des réponses modales dans les deux sens :

Mode	Période	$r = \frac{T_i}{T_j}$	$r \leq \left( \frac{10}{10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}} \right)$
1	0.553	0.689	Vérifiée
2	0.381	0.793	Vérifiée
3	0.302	0.543	Non vérifiée
4	0.164	0.543	Non vérifiée
5	0.089	0.910	Vérifiée
6	0.081	0.840	Vérifiée
7	0.068	0.809	Vérifiée
8	0.055	0.891	Vérifiée
9	0.049	0.898	Vérifiée
10	0.044	0.932	Vérifiée
11	0.041	0.829	Vérifiée
12	0.034	/	/

**Tableau IV :** Valeurs des rapports T<sub>i</sub>/T<sub>j</sub>

**Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

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

$$\begin{cases} E_x = 3710.06\text{KN.} \\ E_y = 3702.79\text{KN.} \end{cases}$$

**IV -3-3 Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

**IV -3-3-1 Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 4500.38\text{KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 4195.97\text{KN} \end{cases}$$

Si  $V_{dy} < 0.8 V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V_t$

	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$0.8 V_s < V_{\text{dyn}}$
<b>Sens X-X</b>	4500.38	3600.3	3710.06	Non Vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	4195.97	3356.78	3702.79	Non Vérifiée

**Tableau :** Valeurs des rapports  $V_t < 0.8 V$ .

$$r = V_{Dy} / 0.8V_s = 1.10$$

$$\begin{cases} \text{Sens X-X} & V_{Dy}=3726.\text{KN Condition vérifié} \\ \text{Sens Y-Y} & V_{Dy}=4055.42\text{KN Condition vérifié} \end{cases}$$

**IV -3-3-2 Distribution des forces sismique selon la hauteur**
**Principe de calcul : (Art 4.43)**

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

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓  $\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :  $\Delta_{k\text{adm}} = 1\% h_0$  Avec :  $h_0$  est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

**▪ Sens longitudinal:**

SENS XX							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{K-1}$	$\Delta k$ (x)	$\Delta k_{adm}$	Observation
ASCE	0.0235	3.5	0.0823	0.2879	-0.2056	0.0200	Vérifiée
ETAGE5	0.0217	3.5	0.0760	0.2658	-0.1899	0.0306	Vérifiée
ETAGE4	0.0191	3.5	0.0669	0.2340	-0.1671	0.0306	Vérifiée
ETAGE3	0.0159	3.5	0.0557	0.1948	-0.1391	0.0306	Vérifiée
ETAGE2	0.0122	3.5	0.0427	0.1495	-0.1068	0.0306	Vérifiée
ETAGE1	0.0082	3.5	0.0287	0.1005	-0.0718	0.0306	Vérifiée
RDC	0.0043	3.5	0.0151	0.0527	-0.0376	0.0306	Vérifiée
ENTRE SOL	0.0011	3.5	0.0039	0.0135	-0.0096	0.0153	Vérifiée
S/SOL	0.0002	3.5	0.0007	0.0000	0.0007	0.0324	Vérifiée

**Tableau IV -7:** Le déplacement inter-étage dans le sens XX.

➤ **Sens transversal:**

SENS YY							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta k(m)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ (x)	$\Delta k_{adm}$	Observation
ASCE	0.0122	3.5	0.043	0.149	-0.107	0.02	Vérifiée
ETAGE5	0.0117	3.5	0.041	0.143	-0.102	0.0306	Vérifiée
ETAGE4	0.0096	3.5	0.034	0.118	-0.084	0.0306	Vérifiée
ETAGE3	0.0075	3.5	0.026	0.092	-0.066	0.0306	Vérifiée
ETAGE2	0.0055	3.5	0.019	0.067	-0.048	0.0306	Vérifiée
ETAGE1	0.0036	3.5	0.013	0.044	-0.032	0.0306	Vérifiée
RDC	0.0019	3.5	0.007	0.023	-0.017	0.0306	Vérifiée
ENTRE SOL	0.0007	3.5	0.002	0.009	-0.006	0.0153	Vérifiée
S/SOL	0.0003	3.5	0.001	0.000	0.001	0.0324	Vérifiée

**Tableau IV -8:** Le déplacement inter-étage dans le sens YY.

**Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

**IV -3-3-3 Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  : RPA 99 [art5-9]**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

$P_K$  : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau K .

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

$V_K$  : l'effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

$h_K$  : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

➤ **Sens longitudinal :**

Niveau	Pk	VX	Hk	$\Delta k$	$\theta_{Kx}$	< 0.1
ASCE	35.45	0.007	2	24.77	0.00500908	Vérifiée
ETAGE5	2471.96	0.00875	3.06	976.9	0.00723566	Vérifiée
ETAGE4	5946.21	0.01015	3.06	1843.44	0.01069931	Vérifiée
ETAGE3	9572.81	0.0119	3.06	2577.67	0.01444234	Vérifiée
ETAGE2	13199.41	0.01225	3.06	3148.91	0.01678066	Vérifiée
ETAGE1	16826	0.0119	3.06	3557.05	0.01839571	Vérifiée
RDC	20543.64	0.0091	3.06	3812.79	0.01602339	Vérifiée
ENTRE SOL	23907.84	0.0028	1.53	3908.19	0.01119518	Vérifiée
S/SOL	25270.6	0.0007	3.24	3936.98	0.00138677	Vérifiée

**Tableau IV -9:** Vérification de l'effet P-Delta sens X-X .

➤ **Sens transversal :**

Niveau	Pk	V	Hk	$\Delta k$	$\theta_{Kx}$	< 0.1
ASCE	67.07	28.29	2	0.00175	0.00207445	Vérifiée
ETAGE5	3201	1077.42	3.06	0.00735	0.00713619	Vérifiée
ETAGE4	6792.1	1966.37	3.06	0.00735	0.00829669	Vérifiée
ETAGE3	10383.21	2613.8	3.06	0.007	0.00908732	Vérifiée
ETAGE2	13974.31	3117.28	3.06	0.00665	0.00974215	Vérifiée
ETAGE1	17656.44	3521.66	3.06	0.00595	0.0097488	Vérifiée
RDC	21338.58	3826.72	3.06	0.0042	0.00765362	Vérifiée
ENTRE SOL	24242.97	3987.51	1.53	0.0014	0.00556315	Vérifiée
S/SOL	26755.27	4055.42	3.24	0.00105	0.00213805	Vérifiée

**Tableau IV-10:** Vérification de l'effet P-Delta sens Y-Y

**Conclusion :**

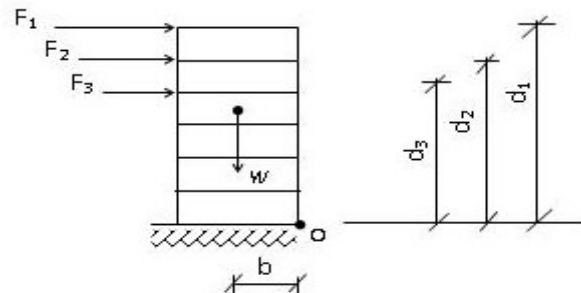
On constate que  $\theta_{Kx}$  et  $\theta_{Ky}$  sont inférieure à 0,1.

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

**IV -3-3-4 vérification au renversement :(RPA99/VERS03 Art.5.5.)**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ) avec :



$M_s$  : moment stabilisant.

$M_r$  : moment de renversement.

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.

✓  $M_{\text{Renversement}} = M_{Ft/o} = \sum_{i=1}^n F_i * d_i$

✓  $M_{\text{Stabilisateur}} = M_{W/O} = W * b$

**b** : la distance au centre de gravité selon la direction XX et YY ( $X_g, Y_g$ )

Il faut vérifier que :

$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	$M_s / M_r$
Sens longitudinal	26755.27	10.5	280930.34	62089.22	4.52
Sens transversal	26755.27	6.15	164544.91	65321.15	2.52

**Tableau :** vérification au renversement.

**Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ).

**IV -3-3-5 Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

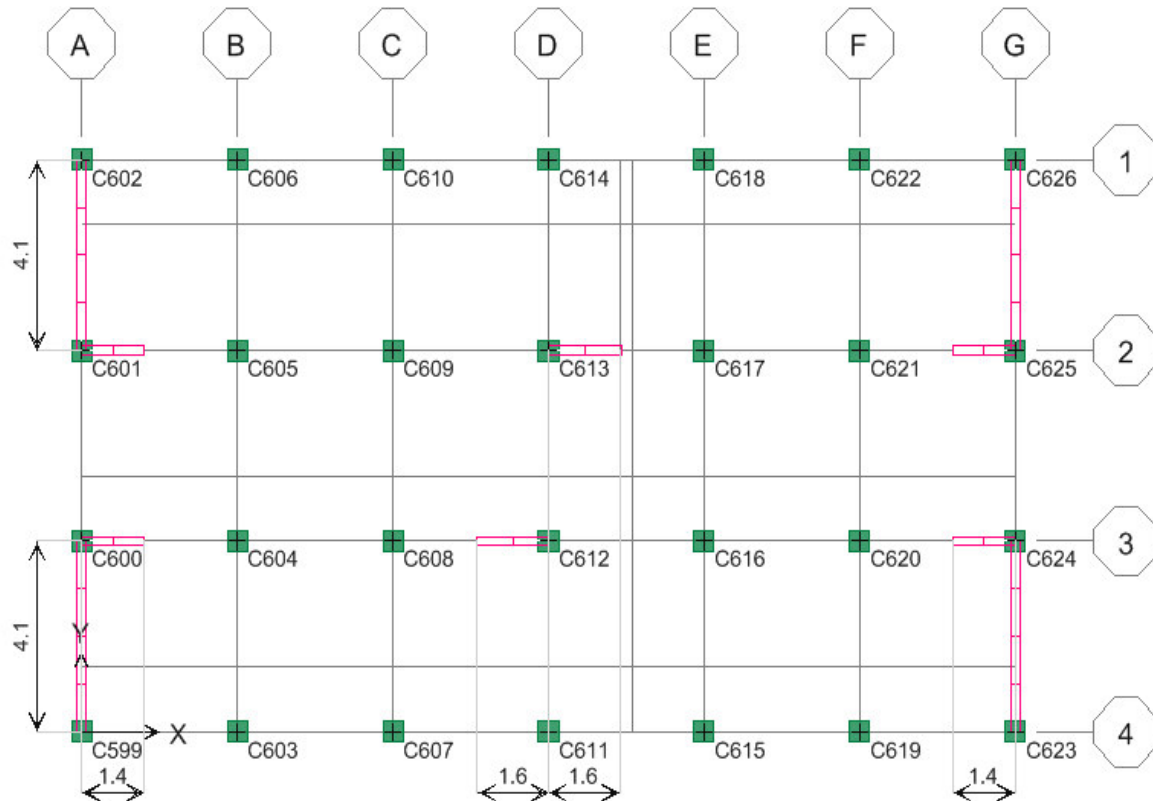
Avec :

- N : l'effort normal maximal.
- B : section du poteau.
- F<sub>c28</sub> : résistance caractéristique du béton

**Poteau :**

Niveau	Poteau	Section	N(KN)	V	Remarque
<b>Zone I</b>	C616	50x50	1877.72	0.299	Vérifié
<b>Zone II</b>	C616	45x45	1562.83	0.30	Vérifié
<b>Zone III</b>	C616	40x40	851.03	0.213	Vérifié
<b>Zone IV</b>	C627	30x30	27.28	0.121	Vérifié

**Tableau IV -11 :** Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit.



**Figure IV.7:** La position des poteaux dans le plan de la structure.

**IV -3-3-6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (Art 4, 2,5 RPA99/V2003).

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec} \quad F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Vérification par RPA2003 :

Il faut que  $F_t < 0,25 V$  soit vérifiée. (Art 4, 2,5)

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

$h_i$ : niveau du plancher.

$F_t$ : force concentrée au sommet de la structure.

**❖ Estimation des efforts tranchants :**

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les efforts sismiques obtenus pour chaque niveau et dans les deux sens sont :

Niveaux	Effort tranchant		Poids W (KN)	h(m)	W×h	Effort sismique	
	V <sub>X</sub> (KN)	V <sub>Y</sub> (KN)				F <sub>X</sub> (KN)	F <sub>Y</sub> (KN)
ASCE	23.12	28.29	1946.19	2.00	3892.37	1.20	1.47
ETAGE5	911.01	1077.42	3173.62	3.06	9711.28	118.43	140.06
ETAGE4	1746.66	1966.37	3758.60	3.06	11501.33	268.91	302.74
ETAGE3	2437.14	2613.80	3709.87	3.06	11352.20	370.35	397.20
ETAGE2	2978.27	3117.28	3669.07	3.06	11227.36	447.60	468.50
ETAGE1	3368.58	3521.66	3669.07	3.06	11227.36	506.26	529.27
RDC	3612.32	3826.72	3643.68	3.06	11149.65	539.14	571.14
ENTRE SOL	3698.95	3987.51	2918.54	1.53	4465.37	221.10	238.35
S/SOL	3726.00	4055.42	54.88	3.24	177.82	8.87	9.65

**Tableau IV-12 : efforts sismiques**

# Chapitre V :

## Ferraillages des éléments structuraux

---

**V.1 Introduction :**

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 91, et RPA 99, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

**V-2-Les combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constituées par les actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations aux éléments de résistance.

**A) Les actions :**

Les actions sont des forces et des couples directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de la température).

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

**B) Les sollicitations :**

Ce sont des efforts normaux ou tranchants et des moments de flexion ou de torsion développés dans une section par combinaison d'action calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

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

Selon **BAEL 91** et **CBA 93**: Situation durable

E L U             $\longrightarrow$  1.35G + 1,5 Q.

E L S             $\longrightarrow$  G + Q.

Selon **RPA 99** : situation accidentelle

G+Q ±E         $\longrightarrow$  RPA99 ver2003 (art 5.2).

0,8±GE         $\longrightarrow$  RPA99 ver2003 (art 5.2).

Dans les combinaisons précédentes il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

**NB :**

L'action due au vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme ; Les efforts dus à la variation de la température sont négligeables puisque les dispositions constructives relatives aux distances entre les joints sont respectées.

**V-3-Caractéristiques mécaniques :**

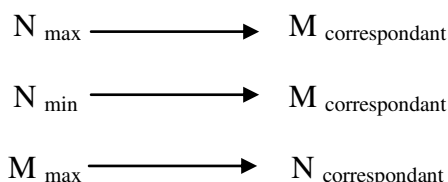
Les armatures seront calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans la situation suivante :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_{\beta}$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\gamma_s$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

**Tableau:** Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

**V-4-ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments destinés à reprendre et transmettre les charges de la structure, ils sont sollicités par les efforts normaux et les moments fléchissant. Donc leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :



Pour des raisons d'économie, on ferraille des poteaux selon l'ordre de leurs sollicitations.

**V-4-1 armatures longitudinales :**

Étant donné que la structure comporte trois (3) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

**Zone I :** S-SOL .ENTRE SOL: pour les poteaux de section  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

**Zone II :** RDC-1<sup>ème</sup> étage : pour les poteaux de section  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

**Zone III :** 2<sup>ème</sup> - 5<sup>ème</sup> étage : pour les poteaux de section  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

**Recommandations du RPA99 (version 2003) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- $A_{\min}=0.9\%$  de la section de béton en Zone III
- $A_{\max}=3\%$  de la section de béton en Zone courante

- $A_{\max}=6\%$  de la section de béton en Zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de  $\varphi_{\min}=12\text{mm}$
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $50 \varphi$ .
- La distance entre les barres verticales (St) dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm Zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

## 2-Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :

Le ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

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

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

## 3-ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Le ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{\text{cnf}} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Section	BAEL 91		CBA 93		RPA99/2003	
		$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cnf}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
I	(50x50)	5	125	2.72	22.5	75	150
II	(45x45)	4.05	101.25	2.2	18.22	60.75	121.5
III	(40x40)	4	80	1.74	14.4	48	96
IV	(30x30)	4	45	0.98	8.1	27	54

Tableau V- 1: Ferrailage maximale et minimale.

**Calcul du ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Zone	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	Aca (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Adp (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		
I	<b>Nmax</b>	1877.72	<b>Mcorr</b>	46.569	0					
	<b>Nmin</b>	227.05	<b>Mcorr</b>	12.09	(50x50)	3.59	2.72	22.5	24.13	12T16
	<b>Ncorr</b>	858.44	<b>Mmax</b>	142.853	0					
II	<b>Nmax</b>	1572.83	<b>Mcorr</b>	78.567	0					
	<b>Nmin</b>	187.63	<b>Mcorr</b>	48.706	(45x45)	5.55	2.2	18.22	24.13	12T16
	<b>Ncorr</b>	254.83	<b>Mmax</b>	146.975	6.29					
III	<b>Nmax</b>	868.64	<b>Mcorr</b>	10.81	0					
	<b>Nmin</b>	27.99	<b>Mcorr</b>	25.403	(40x40)	1.4	1.74	14.4	18.47	12T14
	<b>Ncorr</b>	199.92	<b>Mmax</b>	120.817	6.48					
IV	<b>Nmax</b>	27.21	<b>Mcorr</b>	7.43	1.07					
	<b>Nmin</b>	10.24	<b>Mcorr</b>	8.05	(30x30)	0.61	0.98	8.1	12.32	8T14
	<b>Ncorr</b>	4.52	<b>Mmax</b>	15.54	1.4					

Tableau V- 2: Choix des armatures longitudinales des poteaux

**V-4-2 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

**1-Recommandation du R.P.A :**(Art 7.4.2.2 RPA2003)

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.

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$l_f$ : La longueur de flambement des poteaux.

(a ,b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec :  $l_f = 0.7 \times h_0$ .

$St$  : espacement des armatures transversales.

Zone III :  $\left\{ \begin{array}{l} St \leq 10cm \dots\dots\dots \text{zone nodale.} \\ St \leq \min (b/2, h/2, 10\phi l) \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

$\phi l$  : diamètre minimal des armatures longitudinales.

**La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{bt} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

**Exemple de calcul :**

**Zone I (Poteaux 50x50) :**

Zone courante :

$$V = 117.92 \text{KN.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.24}{0.5} = 4.5412 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75.$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot St}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 127.46 \times 0.12}{0.5 \times 400 \times 10^3} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

La section minimale est égale :

$$3 < \lambda_g = 4.54 < 5 \Rightarrow \text{interpolation} \Rightarrow A_{\min} = 0.42\% \times 0.5 \times 0.12 = 2.52 \text{ cm}^2.$$

Zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot St}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 127.46 \times 0.10}{0.5 \times 400 \times 10^3} = 2.39 \text{ cm}^2$$

La section minimale est égale :

$$3 < \lambda_g = 4.54 < 5 \Rightarrow \text{interpolation} \Rightarrow A_{\min} = 0.42\% \times 0.5 \times 0.10 = 2.10 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA}10 (A_s = 3.93) \text{ cm}^2$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

zone	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	V <sub>u</sub> (KN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	(50x50)	2.268	4.53	3.75	127.46	N	10	2.10	2.39	4HA10	3.14
						C	12	2.52	2.87		
Zone II	(45x45)	2.142	4.76	3.75	114.26	N	10	1.62	2.38	4HA10	3.14
						C	12	1.94	2.86		
Zone III	(40x40)	2.142	5.355	2.5	99.49	N	10	1.2	2.33	4HA10	3.14
						C	12	1.4	2.80		
Zone IV	(30x30)	1.4	4.67	3.75	27.21	N	10	1.14	0.85	4HA10	3.14
						C	12	1.38	1.02		

Tableau V- 3: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

#### V-4-3 Vérifications :

##### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA2003 Art 7-4-3-2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Pour fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \text{ si } \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \text{ si } \dots \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> < $\overline{\tau_{bu}}$
I	(50x50)	0.566	1	vérifiée
II	(45x45)	0.627	1	vérifiée
III	(40x40)	0.691	1.875	vérifiée

Tableau V- 4: Vérification des contraintes de cisaillement.

## 2. b) Vérification des contraintes :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Nser (KN)	Mser (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$ (MPa)
I	965.94	25.34	4.55	15	vérifiée
II	979.99	3.74	4.52	15	vérifiée
III	636.74	7.82	4.29	15	vérifiée

Tableau V- 5: Vérification des contraintes

### V-5 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Dans ce projet on a deux types des poutres à étudier :

- Poutres principales (30x40).
- Poutres secondaires (30x40).

#### 1-Recommandation du RPA99/V2003 en zone III : (Art 7.5.2)

##### a) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section  $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$ .
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 
$$\begin{cases} 4\% & \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ 6\% & \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

**b) Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) & \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre  $\Phi_{\min}$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**2-Recommandation du BAEL 91 :****a) Armatures longitudinales :**

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

Suivante :  $A_{l\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{c28}}{f_e}$

**b) Armatures transversales :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

**-Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\} :$$

**-Espacement maximale:**

$$S_{t\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\min}).$$

**V-5-1 Calcul des armatures longitudinales :****❖ Exemple de calcul :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$A_s$  : Section inférieure tendue ou la moins comprimée.

$A'_s$  : Section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit :  $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$

$M_u$  : Moment supporté par la section.

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Leftrightarrow$  la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors:

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \gamma \Theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{St}} \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu})$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b f_{ed}}$$

Si  $\mu_{bu} > \mu_{lu} \rightarrow$  la section est doublement armée c.-à-d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$A'_u = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d') \sigma_{sce}}$$

$$\alpha_1 = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}]$$

$$Z_b = d [1 - 0,4\alpha_1]$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} + A'_u \frac{\sigma_{sce}}{f_{ed}}$$

**V-5-1-1 Ferrailage Poutres principale non liées aux voiles :****Identification des poutres :**

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

PP1: axe A (2, 3).

**Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ (Zone recouvrement).}$$

**Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Poutre	M travée	M appuis		A travée	A appuis		BAEL	RPA
		Mt (KN.m)	Msup (KN.m)	Minf (KN.m)	At (cm <sup>2</sup> )	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )
I	PP1	22.934	56.654	23.944	1.87	4.08	1.69	1.45	6
II	PP1	23.063	92.925	56.016	1.88	6.87	4.03	1.45	6
III	PP1	23.247	109.17	70.986	1.9	8.17	5.16	1.45	6

Tableau V-7: Armatures longitudinales des poutres principales.

Zone	Poutre	Travée				Appuis			
		nappe sup	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Nappe inf	Aadp (cm <sup>2</sup> )	nappe sup	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Nappe inf	Aadp (cm <sup>2</sup> )
I	PP1	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14	4.62
II	PP1	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01
III	PP1	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+3T14	9.24	3T14+3T14	9.24

Tableau V- 8: Armatures longitudinales des poutres principales.

**V-5-1-2 Poutres Secondaire non liées aux voiles:**

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

PS1: axe 4(E ; D).

PS2: axe 2(C ; D).

PS3: axe 3(E ; F).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Poutre	M travée	M appuis		A travée	A appuis		BAEL	RPA
		Mt (KN.m)	Msup (KN.m)	Minf (KN.m)	At (cm <sup>2</sup> )	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )
I	PS2	19.256	60.69	53.43	1.35	4.36	3.84	1.45	6
II	PS1	39.694	109.93	89.093	2.83	8.23	6.56	1.45	6
III	PS2	40.121	104.31	84.475	2.86	7.77	6.2	1.45	6
	PS3	42.097	81.305	86.971	3	5.96	6.39	1.45	6

Tableau V-9: Armatures longitudinales des poutres secondaires.

Zone	Poutre	Travée				Appuis			
		nappe sup	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Nappe inf	Aadp (cm <sup>2</sup> )	nappe sup	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Nappe inf	Aadp (cm <sup>2</sup> )
I	PS2	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14	4.62
II	PS1	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+3T14	9.24	3T14+3T14	9.24
III	PS2	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+3T14	9.24	3T14+3T14	9.24
	PS3	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01

Tableau V- 10: Armatures longitudinales des poutres secondaires.

### V-5-1-3 Poutres Secondaire liées aux voiles:

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

PS1: axe 3(C; D).

PS2: axe 3(F; G).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Poutre	M travée	M appuis		A travée	A appuis		BAEL	RPA
		Mt (KN.m)	Msup (KN.m)	Minf (KN.m)	At (cm <sup>2</sup> )	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )
I	PS1	82.66	108.668	99.346	6.06	8.12	7.38	1.45	6
	PS2	84.652	67.145	84.395	6.22	4.87	6.2	1.45	6
II	PS1	163.277	112.11	128.993	12.77	8.4	9.8	1.45	6
	PS2	137.906	98.35	133.675	10.55	7.3	10.19	1.45	6
III	PS1	137.384	94.638	117.563	10.51	7	8.85	1.45	6
	PS2	119.492	-79.203	123.742	9.01	5.79	9.36	1.45	6

Tableau V-11: Armatures longitudinales des poutres secondaires.

Zone	Poutre	Travée				Appuis			
		nappe sup	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Nappe inf	Aadp (cm <sup>2</sup> )	nappe sup	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Nappe inf	Aadp (cm <sup>2</sup> )
I	PS1	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01	3T14+3T14	9.24	3T14+3T12	8.01
	PS2	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01	3T14+3T12	8.01
II	PS1	3T14+3T12	8.01	3T13+3T16	10.65	3T14+3T14	9.24	3T13+3T16	10.65
	PS2	3T14+3T12	8.01	3T13+3T16	10.65	3T14+3T14	9.24	3T13+3T16	10.65
III	PS1	3T14+3T12	8.01	3T13+3T16	10.65	3T14+3T12	8.01	3T14+3T14	9.24
	PS2	3T14+3T12	8.01	3T13+3T16	10.65	3T14+3T12	8.01	3T13+3T16	10.65

Tableau V-12: Armatures longitudinales des poutres secondaires.

**V-5-2 Calcul des armatures transversales :****Selon le BAEL91 :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$ .

$b$ : largeur de la poutre.

$St$  : l'espacement des cours d'armatures transversales

$$St_{\max} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\min}).$$

On adopte les espacements suivants : .....  $St = 20\text{cm}$ .

Donc:

$$At \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \quad \Rightarrow \quad At \geq 0,6\text{cm}^2$$

**Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right\} \quad \phi_t \leq \min\left\{\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right\} = 1,14\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**Selon le RPA99/version 2003 :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0.003 \times St \times b$ .

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 : .....  $St = 10\text{cm}$ .

En zone courante : .....  $St = 20\text{cm}$ .

On aura alors :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 0,2 \times 0,3 = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant :  $4\Phi 8$  : .....  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

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

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

La longueur minimale de recouvrement.

Vaut :  $L_r = 50\Phi = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$ .

$$L_r = 50 \times 1.4 = 70\text{ cm.}$$

$$L_r = 50 \times 2 = 100\text{cm.}$$

### V-5-3 Vérification D'ABOUT :

#### a) Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

- **Sens longitudinal :**

$$V_u = 89.57\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau' = \min(0,2 \cdot f_{c28}; 5\text{MPa}) = 5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,83\text{MPa} < 5\text{ MPa}$$

Donc : La condition est vérifiée.

- **Sens transversal :**

$$V_u = 191.93\text{MN}$$

$$\tau_u = 1.78\text{MPa} < 5.00\text{ MPa}$$

Donc : La condition est vérifiée.

#### b) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot V_{u\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u\max} \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} \quad \text{Avec} \quad b_0 = 0.30\text{ m}$$

$$a = b_0 - c_t - 2\text{ cm ; et}$$

$a$  : est longueur d'ancrage.

$$C_t = \max \left\{ \begin{array}{l} c \\ \Phi \\ 1\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow C_t = 2.5\text{ cm}$$

$$a = 30 - 2,5 - 2 = 25,5\text{ cm}$$

$$V_{u \max} = 0.191 \leq 0.613 \text{ MN}$$

Donc : La condition est vérifiée

• **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

**Sens principales non liées au voile :**

Poutre	$M_u$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Remarque
PP1	31.26	-58.68	0.16	6	vérifiée

Tableau V- 6: Armatures longitudinales des poutres principales.

**Sens secondaires non liées au voile :**

Poutre	$M_u$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Remarque
PS1	19.19	37.54	0.10	6	vérifiée
PS2	23.20	19.23	0.05	6	vérifiée
PS3	9.88	12.73	0.036	6	vérifiée

Tableau V- 7: Armatures longitudinales des poutres secondaires.

**Sens secondaires non liées au voile :**

Poutre	$M_u$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Remarque
PS1	35.75	39.63	0.11	6	vérifiée
PS2	65.03	63.03	0.17	6	vérifiée

Tableau V- 8: Armatures longitudinales des poutres secondaires.

**c) Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)**

On doit vérifier :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \\ \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi \end{array} \right.$$

$\psi_s$  : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les barres HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

- **Poutres transversales :**

$$3T14 \rightarrow \sum U_i = n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{58.38 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 131.88} = 1.37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres longitudinales :**

$$3T16 \rightarrow \sum U_i = n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{63.03 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 131.88} = 1.47 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### V-5-4 Vérification à l'ELS :

##### a) Vérification des contraintes :

Résultats de calculs sont indiquée dans le tableau suivant :

- **Poutre longitudinale non lié au voile :**

zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
I	PI	Appuis	20.74	4.62	4.62	0.10	3.05	15
		Travée	16.77	4.62	4.62	0.10	2.46	15
II	P1	Appuis	21.67	8.01	8.01	0.12	2.37	15
		Travée	16.87	4.62	4.62	0.10	2.48	15
III	P1	Appuis	22.87	9.24	9.24	0.12	2.31	15
		Travée	17.01	4.62	4.62	0.10	2.50	15

**Tableau :** poutre longitudinale non lié ou voile.

■ **Poutre transversale non lié au voile :**

zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
I	PI	Appuis	6.18	4.62	4.62	0.10	0.91	15
		Travée	2.89	4.62	4.62	0.10	0.42	15
II	P1	Appuis	13.21	9.24	9.24	0.12	1.33	15
		Travée	7.94	4.62	4.62	0.10	1.17	15
III	P1	Appuis	16.90	9.24	9.24	0.12	1.70	15
		Travée	6.88	4.62	4.62	0.10	1.01	15
	P2	Appuis	5.78	8.01	8.01	0.12	0.63	15
		Travée	6.08	4.62	4.62	0.10	0.89	15

Tableau : poutre transversale non lié au voile.

■ **Poutre transversale lié au voile :**

zone	Poutre	Zone de vérification	Mser (KN.m)	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
I	PI	Appuis	3.51	9.24	8.01	0.11	0.37	15
		Travée	5.51	8.01	8.01	0.12	0.60	15
	P2	Appuis	10.59	8.01	8.01	0.12	1.16	15
		Travée	14.59	8.01	8.01	0.12	1.59	15
II	P1	Appuis	10.15	9.24	10.65	0.13	0.98	15
		Travée	15.07	8.01	10.65	0.13	1.51	15
	P2	Appuis	22.41	9.24	10.65	0.13	2.17	15
		Travée	31.61	8.01	10.65	0.13	3.18	15
III	P1	Appuis	18.75	8.01	9.24	0.12	1.96	15
		Travée	26.05	8.01	9.24	0.12	2.73	15
	P2	Appuis	34.41	8.01	10.65	0.13	3.46	15
		Travée	47.21	8.01	10.65	0.13	4.74	15

Tableau : Poutre transversale lié au voile

**État limite de déformation du béton :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition N°1}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \text{Condition N°2}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition N°3}$$

$$\text{Condition N°1 : } \frac{h}{l} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\text{Condition N°2 : } q_s = \left[ (G1 \times \frac{q^1}{2}) + (G2 \times \frac{q^1}{2}) \right] + \left[ Q \times (\frac{q^1}{2} + \frac{q^l}{2}) \right]$$

$$q_s = 24.26 \text{ KN}$$

$$M_0 = (q_s l^2 / 8) = 50.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 17.01 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \longrightarrow 0.097 \geq 0.033$$

$$\text{Condition N°3 : } \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \longrightarrow \frac{10.65}{0.3 \times 0.40 \times 0.9} = 0.0099 < 0.01 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**V-6 Ferrailage des voiles :****V-6-1 Introduction :**

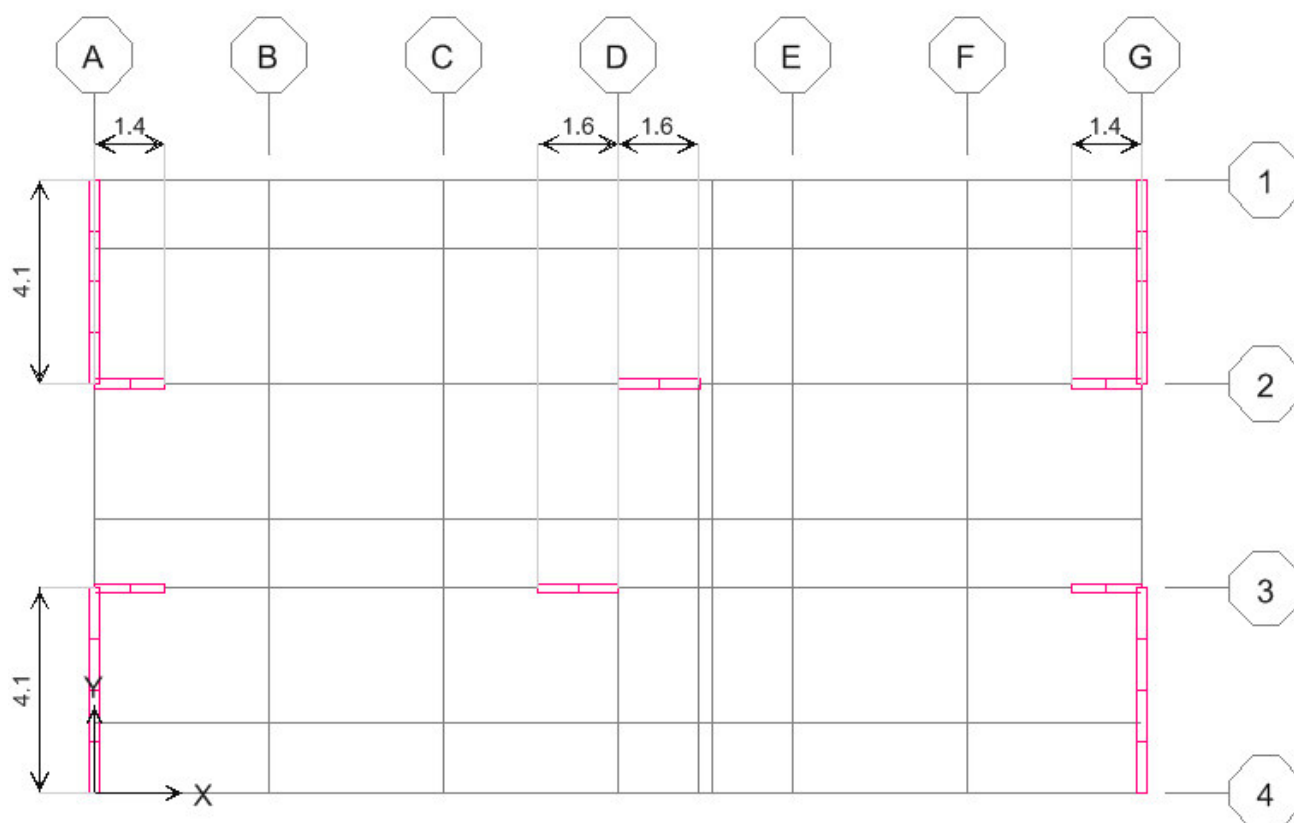
Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone III ou zone de forte sismicité.

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre les charges verticales (au plus 20%) et les efforts horizontaux dues au vent "action climatique" ou aux séismes "action géologique" (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes. Ils présentent deux plan l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Pour déterminer les armatures on doit étudier le voile en flexion composée. en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.



**Figure V.1:** Disposition des voiles.

#### V-6-2 Les combinaisons d'action:

- Etat limite ultime :
  - Situation durable :  $1.35 G + 1,5 Q.$
  - Situation accidentelle :  $G + Q \pm E$  et  $0,8 \pm E.$
- Etat limite de service :  $G + Q.$

#### Etapes de calcul :

Les armatures verticales utilisées pour ferrailer le voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

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

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B : section de béton

V et V' : bras de levier du voile ( $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ )

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

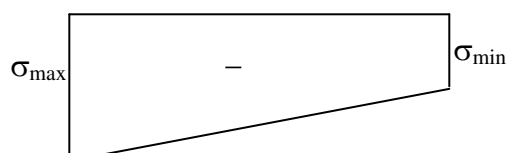
I : l'inertie de voile  $I = \frac{L_{\text{voile}}^3}{2}$

Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

**1<sup>ère</sup> cas**  $\longrightarrow$  Section entièrement tendue (S.E.T) :

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

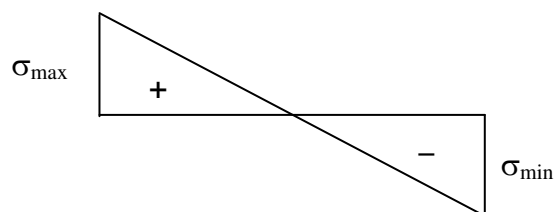
$$N(t) = \left[ \frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t . e$$



**2<sup>ème</sup> cas**  $\longrightarrow$  Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

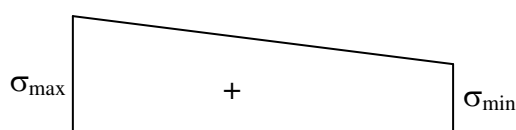
$$N(t) = \left[ \frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t . e$$



**3<sup>ème</sup> cas**  $\longrightarrow$  Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

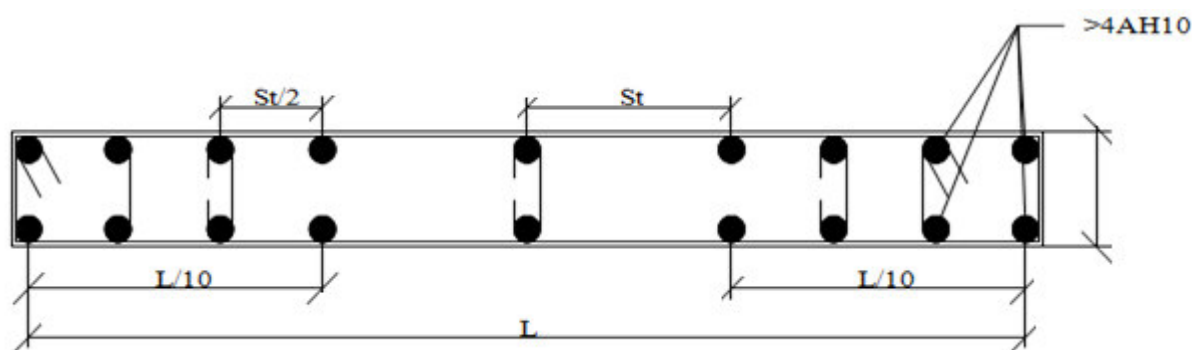
$$N(t) = \left[ \frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_c . e$$



**V-6-3 Détermination des armatures :****V-6-3-1 Armatures verticales :****Recommandations de RPA 99 :** (art A-7-7-4-1)

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%.  
( $A_{\min} \geq 0.2 \% .B$ ) .....art7.7.4.1
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $1/10$  dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure



**Figure V.2:** Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.

- **Recommandations de (BAEL91) :**
  - **Compression simple :** (A.5.3.2.BAEL91)

$$A \geq 4 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2\% \leq A / B \leq 0.5\% \quad (B: \text{section de béton}).$$

- **Traction simple :** (A.5.4.BAEL91)

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec: } B : \text{Section du béton.}$$

**V-6-3-2 Armatures horizontales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ( $10 \times \phi_l$ )

■ **Recommandations de RPA 99 :**

$$A_H = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de  $10 \phi$

■ **Recommandations de (BAEL91) :**

$$A_H = A_v / 4$$

$A_v$  : section d'armature vertical

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

**V-6-3-3 Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

■ **Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/RPA99)****Armatures minimale :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

**Diamètre minimum:**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**Espacements :**

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

$$St \leq \min (1,5e ; 30cm).$$

e : épaisseur de voile.

**Longueur de recouvrement :**

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

#### V-6-4 Ferrailage des voiles :

##### ❖ Exemple de calcul :

#### Ferrailage du trumeau (V1) :

##### • Section partiellement comprimée :

##### Zone I :

Caractéristiques géométriques :  $L = 4.6$  m

Sollicitations combinaison données par logiciel ETABS au niveau d' S-Sol+entre sol :

$N = 1862.54$  KN     $M = 3159.483$  KN.m

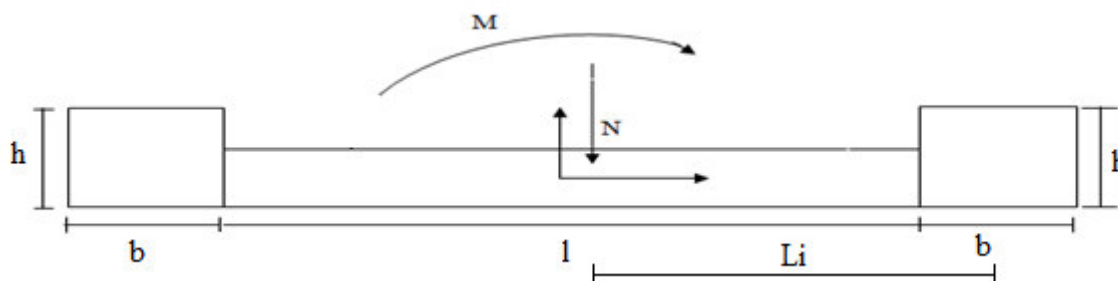


Figure V.3: Ferrailage du trumeau dans les voiles.

##### • Armatures verticales :

##### -Déterminer I, S, et $v$ :

$$h=b=0,5 \text{ m}$$

$$I = \sum I_0 + \sum A_i \times d_i^2 = 2.109 \text{ m}^4$$

$$S = (b \cdot h) \times 2 + e \times (4.1 - 0.5) = 1.22 \text{ m}$$

$$v = ((L+b)/2) = 2.3 \text{ m}$$

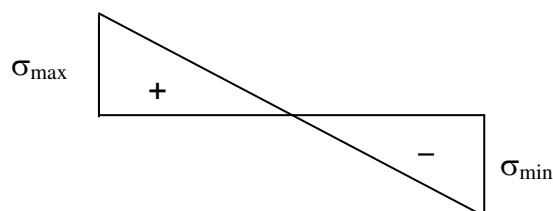
##### Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1862.54}{1.22} + \frac{3159.483 \times 2.3}{2.109}$$

$$\sigma_1 = 4972.291 \text{ KN/ml.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1862.54}{1.22} - \frac{3159.483 \times 2.3}{2.109}$$

$$\sigma_2 = -1918.95 \text{ KN/ml.}$$



**Calcul de la sollicitation et section d'acier équivalente :**

Section partiellement comprimée :

Pour faciliter les calculs nous allons opter pour des bandes ayant la largeur des mailles.

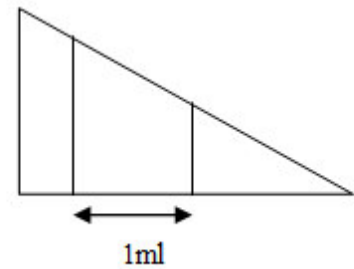
Le diagramme des contraintes sera ainsi subdivisé en trois bandes.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = 3.32\text{m}$$

$$N_t = \frac{\sigma_2' + \sigma_2''}{2} \cdot d \cdot e = 1650.80$$

$$N_t = 1650.80 \text{ KN.}$$

$$A_s = \frac{N_t}{f_e} = \frac{429.49 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 41.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.2\% \cdot d \quad A_{\min} = 0.002 \times 0.2 \times 2.3 = 9.2 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_v = \max(A_s ; A_{\min}). \quad A_v = 41.27 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Soit } 16\text{T}14 \text{ esp } 20\text{cm} \quad A_{\text{adop}} = 49.26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Convention des signes : Traction(-) et Compression(+).

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4} ; 0,15\% B \right).$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après :

■ **Ferrailage des Voile 1 :**

Zones	I	II	III
Moment de flexion M (KN,m)	3159.483	3151.032	1717.171
Effort Normal N (KN)	1862.54	1829.12	134.37
Epaisseur du voile e(m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile L(m)	4.6	4.55	4.5
Section du voile B (m <sup>2</sup> )	1.22	1.135	1.06
Inertie du voile I (m <sup>4</sup> )	2.109	1.708	1.3494
Bras de levier V (m)	2.3	2.275	2.25
Contrainte Traction $\sigma$ max (KN/m <sup>2</sup> )	4972.29	5808.63	2989.99
Contrainte Compression $\sigma$ min (KN/m <sup>2</sup> )	-1918.95	-2585.51	-2736.46
Longueur de la zone tendue L t (m)	3.32	3.15	2.35
Longueur de la zone comprimée Lc (m)	1.28	1.4	2.15
Effort de traction N <sub>t</sub> (KN)	1650.80	1829.71	702.647
Section d'armature A <sub>s</sub> ( $\frac{cm^2}{ml}$ )	41.27	45.74	17.57
Section min RPA A <sub>min</sub> ( $\frac{cm^2}{ml}$ )	13.28	12.6	9.4
max {A s, Amin}	41.27	45.74	17.57
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	49.26	49.26	18.47
Choix des barres /ml	16HA14/ nappe	16HA14/ nappe	12HA14/ nappe
Espacement (cm)	20	20	20
A h (cm <sup>2</sup> )	12.32	12.32	4.62
Section min RPA A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3	3	3
AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	18.85	18.85	18.85
Choix de barres	12HA10/ nappe	12HA10/ nappe	12HA10/ nappe

**Tableau V-: Ferrailage des Voiles V1.**

■ Ferrailage des Voile 2 :

Zones		I	II	III
Moment de flexion	M (KN,m)	414.31	448.084	240.837
Effort Normal	N (KN)	-396.32	961.94	526.38
Epaisseur du voile	e(m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	L(m)	1.65	1.60	1.55
Section du voile	B (m <sup>2</sup> )	0.48	0.4375	0.4
Inertie du voile	I (m <sup>4</sup> )	0.0875	0.076	0.1565
Bras de levier	V (m)	0.825	0.8	0.775
Contrainte Traction	$\sigma$ max (KN/m <sup>2</sup> )	3080.68	6915.39	123.306
Contrainte Compression	$\sigma$ min (KN/m <sup>2</sup> )	-4732.02	-2517.95	2508.59
Longueur de la zone tendue	L t (m)	0.65	1.17	0.073
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)	0.99	0.42	1.48
Effort de traction	N <sub>t</sub> (KN)	200.24	809.10	371.27
Section d'armature	A <sub>s</sub> ( $\frac{cm^2}{ml}$ )	5.01	20.23	9.28
Section min RPA	A <sub>min</sub> ( $\frac{cm^2}{ml}$ )	2.6	4.68	0.292
max {A s, Amin}		5.01	20.23	9.28
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)		23.56	25.13	23.56
Choix des barres /ml		15HA10/ nappe	16HA10/ nappe	15HA10/ nappe
Espacement (cm)		20	20	20
A h (cm <sup>2</sup> )		3.08	6.16	3.08
Section min RPA	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3	3	3
AH adoptée (cm <sup>2</sup> )		15.71	15.71	15.71
Choix de barres		10HA10/ nappe	10HA10/ nappe	10HA10/ nappe

Tableau V- 9: Ferrailage des Voiles V2.

■ Ferrailage des Voile 3 :

Zones		I	II	III
Moment de flexion	M (KN,m)	625.177	775.606	318.571
Effort Normal	N (KN)	484.39	1273.6	170.55
Epaisseur du voile	e(m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	L(m)	1.85	1.8	1.75
Section du voile	B (m <sup>2</sup> )	0.52	0.4775	0.44
Inertie du voile	I (m <sup>4</sup> )	0.2462	0.1014	0.1863
Bras de levier	V (m)	0.925	0.9	0.875
Contrainte Traction	$\sigma$ max (KN/m <sup>2</sup> )	3280.38	9551.30	1188.64
Contrainte Compression	$\sigma$ min (KN/m <sup>2</sup> )	-1417.34	-4216.85	-413.41
Longueur de la zone tendue	L t (m)	1.29	1.25	1.30
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)	0.56	0.55	0.45
Effort de traction	N <sub>t</sub> (KN)	423.17	1193.91	154.33
Section d'armature	A <sub>s</sub> ( $\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ )	10.58	29.85	3.86
Section min RPA	A <sub>min</sub> ( $\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ )	3.7	3.6	3.5
max {A s, Amin}		10.58	29.85	3.86
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)		27.14	36.19	27.14
Choix des barres /ml		12HA12/ nappe	16HA12/ nappe	12HA12/ nappe
Espacement (cm)		20	20	20
A h (cm <sup>2</sup> )		6.76	9.05	6.76
Section min RPA	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3	3	3
AH adoptée (cm <sup>2</sup> )		18.85	18.85	18.85
Choix de barres		12HA10/ nappe	12HA10/ nappe	12HA10/ nappe

Tableau V- 10: Ferrailage des Voiles V3.

**V-6-5 Vérification :**

- **Vérification Contrainte limites de cisaillement dans les trumeaux :**

D'après le RPA99 révisé 2003 (art 7.7.2 RPA) :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

Voile	V (kN)	e (m)	d (m)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	condition
Voile1	1018.74	0.2	3.69	1.93	5	Vérifiée
Voile2	294.77	0.2	1.26	1.64	5	Vérifiée
Voile3	369.63	0.2	1.44	1.80	5	Vérifiée

**Tableau V- 11: vérification des contraintes de cisaillement**

**V-6-6 Vérification à L'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Voile	N (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	B (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Voile1	37.2	18.85	7200	0.05	15	Vérifiée
Voile2	39.72	15.71	2300	0.16	15	Vérifiée
Voile3	53.37	18.85	2700	0.18	15	Vérifiée

**Tableau V- 12: vérification à L'ELS.**

# Chapitre VI

## Etude de l'infrastructure

---

### VI-1) Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### VI-2) étude de sol :

#### VI-2-1 calcul de la contrainte admissible dans le sol :

La contrainte admissible dans le sol sera déterminée à partir des résultats des essais de pénétration à l'aide de la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$$

$R_p$  = résistance de pointe minimale.

$\alpha$  = coefficient réducteur dépendant de la nature du sol et de l'appareillage utilisé.

#### VI-2-2 conclusion et recommandation :

##### A-constructibilité du site :

Le site construction d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 à BOUMERDES ne pose aucun problème technique particulier lié au sol qui empêcherait la construction de l'ouvrage projet.

##### B- classification du sol :

Sur le plan résistance et d'après la classification du RPA 99 version 2003, le sol du site peut être classé comme un site meuble.

##### C- analyse chimique du sol :

L'analyse chimique réalisée sur le sol du site a montré que celui-ci est non agressif, par conséquent, le sol n'est pas agressif vis-à-vis du béton de son infrastructure.

##### D- contrainte admissible :

La pression admissible est calculée à partir des essais pénétrométriques :

$$\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bars}$$

##### E- caractéristiques mécanique du sol :

Pour l'évaluation des poussées des terres les caractéristiques mécaniques adoptées sont :

$$\Phi' = 25^\circ \quad C' = 10 \text{ KPa} \quad \gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$$

**VI-3 Calcul des fondations :****VI-3-1-Définition :**

Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**VI-3-2 Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.
- Solution économique et facilitée de réalisation.
- Stabilité totale du bâtiment.

Etant donné la nature de notre sol, on choisit des fondations superficielles. En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent présenter en fondations superficielles :

- Semelles filantes.
- Radier général.

**Semelles filantes :**

La surface de la semelle sera déterminée par la condition suivante :

$$\frac{N_u}{S_s} \leq \sigma_{adm} \rightarrow S_s \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{adm}}$$

$$N_u = 40251.44 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$S_s \geq \frac{40251.44 \cdot 10^{-3}}{1,33 \cdot 0.15} = 201.76 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles est : 201.76 m<sup>2</sup>

Surface totale du bâtiment est : 275.2 m<sup>2</sup>

Donc :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{201.76}{275.2} = 0.73 > 0.5$$

**Conclusion :**

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage on est donc amené à opter le radier général, Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

L'augmentation de surface de la semelle minimise.

La pression exercée par la structure sur le sol.

La réduction des tassements différentiels.

La facilité d'exécution

**VI-3-3 Radier général :****IV-3-3-1 Pré-dimensionnement du radier :****1) Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$  = distance maximale entre deux voiles successifs est égale à = 4,1m.

D'où :

$$0,51\text{m} \leq h_r \leq 0,82\text{m}$$

On adopte ;

$$h_r = 0.8\text{m}$$

**2) Condition de rigidité:**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{n} \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

$L_{\max}$  : Plus grande distance en deux points d'appuis.

$L_e$ : Longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité du béton  $E=32164.2$  MPa

$b$  : largeur du radier (bande de 1 mètre)

$K$  : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de la surface.

Pour un sol moyen  $K=40$  MN/m

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.l_{\max}^4}{E.\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48*40*10^3*4.1^4}{32164.2*\pi^4}} = 0.56 \text{ m}$$

**3) Condition de non poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u = 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Art A.5.2.4}) \text{ CBR 93}$$

$N_u$  : la charge de calcul vis -à- vis de

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

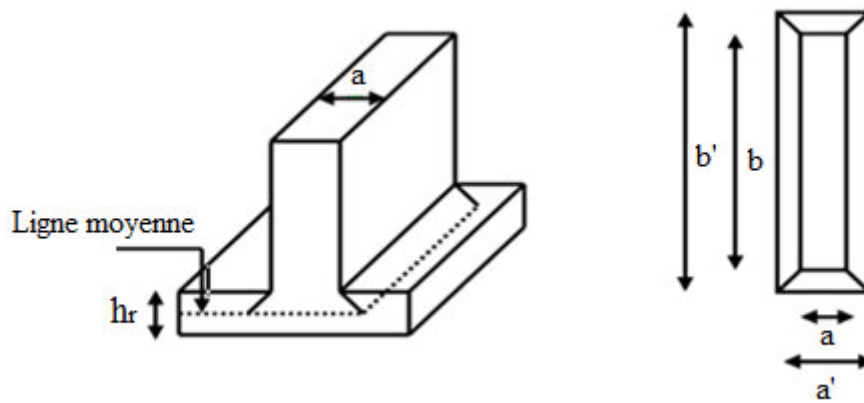


Figure VI.1: schéma de radier nervuré.

- Pour les poteaux :

$$N_u = 1964.05 \text{ KN}$$

$$u_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\{a' = a + h_r$$

$$\{b' = b + h_r$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h_r) = 2 \cdot (0.55 + 0.55 + 2 \cdot 0.8) = 5.4 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.45 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b} = \frac{1.96405}{0.45 \cdot 5.4 \cdot 25 / 1.5} = 0.48 \text{ m}$$

- Pour les voiles :

$$N_u = 1749.25 \text{ KN}$$

$$u_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\{a' = a + h_r$$

$$\{b' = b + h_r$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h_r) = 2 \cdot (0.2 + 4.1 + 2 \cdot 0.8) = 11.8 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.45 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b} = \frac{1.74925}{0.45 \cdot 11.8 \cdot 25 / 1.5} = 0.02 \text{ m}$$

#### 4) Condition de non cisaillement :

D'après le règlement (CBA 93 Art A-5-1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_U \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{bat}}} \cdot \frac{l_{\max}}{2} = 982.02 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{bd} \leq 3.33$$

$$\frac{V_u}{0.9h.b} \leq 3.33$$

$$h \geq \frac{V_u}{3.33*b*0.9} = \frac{982.02}{3.33*0.55*0.9} = 0.606\text{m} \leq 0.8\text{m} \quad \text{vérifiée}$$

### **Conclusion:**

On adopte  $h_r = 0.8\text{ m}$

La hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

### **5) Condition de coffrage :**

#### **• Pour les nervures :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{4.1}{10} = 0.41\text{m}$$

$$\text{Soit } h_p = 0.45\text{m}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.225\text{ m}$$

$$\text{Soit } b_p = 0.55\text{ m}$$

#### **• Pour la dalle :**

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{4.1}{20} = 0.205$$

$$\text{Soit } h_d = 0.35\text{ m}$$

### **Détermination du débord :**

$$D \geq \max(h/2, 0.3\text{m}) = \max(0.8/2, 0.3\text{m}) = 0.40\text{m}$$

Soit :

$$D = 0.5\text{ m}$$

### **1. Caractéristiques géométriques du radier:**

#### **➤ La surface :**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 21.5 * 12.8 = 275.2\text{ m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = 0.50 (21.5*2 + 12.8*2 + 0.5*4) = 35.3\text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 310.5\text{ m}^2$$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$l_x = 22.5 \text{ m}$$

$$l_y = 13.8 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{l_x \cdot l_y^3}{12} = 4927.64 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{l_y \cdot l_x^3}{12} = 13099.22 \text{ m}^4$$

➤ **Centre de masse du radier :**

$$X_{GR} = 11.25 \text{ m}$$

$$Y_{GR} = 6.9 \text{ m}$$

➤ **Centre de masse de la structure :**

$$X_{G.STR} = 10.58 + 0.5 = 11.08 \text{ m}$$

$$Y_{G.STR} = 6.14 + 0.5 = 6.64 \text{ m}$$

➤ **Excentricité du radier (par rapport à la structure) :**

$$e_x = |X_{G.STR} - X_{GR}| = |11.08 - 11.25| = 0.17 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{G.STR} - Y_{GR}| = |6.64 - 6.9| = 0.26 \text{ m}$$

**2. Détermination des charges et surcharges :**

**La structure :**

$$G = 26083.43 \text{ KN}$$

$$Q = 3359.21 \text{ KN}$$

**Le radier :**

$$Gr = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} = \rho \cdot h_d \cdot S_d + \rho \cdot h_n \cdot S_n$$

$$S_d = 22.5 \cdot 13.8 = 310.5 \text{ m}^2$$

$$S_n = [22.5 \cdot 4 + 13.8 \cdot 7 - (4 \cdot 7) \cdot 0.55] \cdot 0.55 = 94.16 \text{ m}^2$$

$$Gr = 25 \cdot 0.35 \cdot 310.5 + 25 \cdot 0.45 \cdot 94.16$$

$$Gr = 3776.17 \text{ KN}$$

**Le remblai :**

$$Gr_{mb} = \rho_{rmb} \cdot h_{rmb} \cdot S_{rmb} = 18 \cdot (0.45 - 0.1) \cdot [(4.1 - 0.55) \cdot (0.3 \cdot 0.55)] \cdot 18$$

$$Gr_{mb} = 774.95 \text{ KN}$$

**La plate-forme:**

$$G_p = \rho \cdot h_d \cdot S_d = 25 \cdot 0.1 \cdot [(4.1 - 0.55) \cdot (0.3 \cdot 0.55)] \cdot 18$$

$$G_p = 471.26 \text{ KN}$$

**Donc:**

$$G_{\text{tot}} = G + G_r + G_{\text{rmb}} + G_p = 31105.81 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q + Q_{\text{S-SOL}}$$

$$Q_{\text{S-SOL}} = 310.5 \cdot 2.5 = 776.25 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 3359.21 + 776.25 = 4135.46 \text{ KN}$$

**3. Détermination des efforts :**

$$\text{Sollicitations : ELU : } N_u = 1.35 G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} = 48196.03 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_u = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 35241.27 \text{ KN}$$

**VI-3-4 Vérifications :****Vérifications sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_S \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 27222.84 \text{ KN}$$

$F_S$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement,  $F_S = 1.5$

Y : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ )

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 4.04 \text{ m}$ )

S : surface du radier, ( $s = 310,5 \text{ m}$ )

$$27222.84 > 1,5 \cdot 10 \cdot 4.04 \cdot 310,5 = 18816.3 \text{ KN}$$

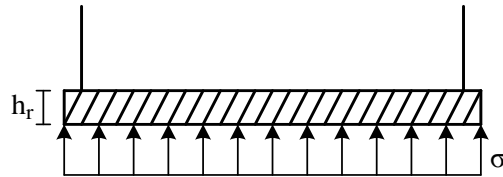
La condition est satisfaite.

**Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme :

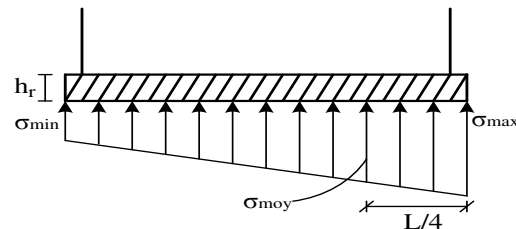
$$\sigma = \frac{N}{S}$$



Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$



**Figure VI.2:** Diagramme Des Contraintes.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul

M : moment d'excentricité dû aux charges verticales  $M = N \cdot e$

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à

$\sigma (L/4)$ .

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

On doit vérifier que :

$$\text{ELU : } \sigma_{\text{moy}} \leq 1.33 \cdot \sigma_{\text{adm}}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	35241.27	35241.27	48196.03	48196.03
M (KN.m)	5991.02	9162.73	8193.33	12530.97
V (m)	11.25	6.9	11.25	6.9
I (m <sup>4</sup> )	4927.64	13099.22	4927.64	13099.22
$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	127.176	118.325	173.926	161.821
$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	99.821	108.672	136.515	148.620
$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	120.337	115.912	164.574	158.521
$\sigma_{\text{adm}}$ (bar)	1.5	1.5	2	2
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau VI.1:** Vérification des contraintes.

### Vérification de la stabilité :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû sollicitations horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : moment à la base de l'ouvrage.

$V_0$  : effort tranchant à la base.

h : profondeur de l'infrastructure.

A cet effet, le radier doit être vérifié :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0,8G \pm E$ .
- ✓ Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison  $G + Q + E$ .

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G±E		G + Q + E.	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	24884.65	24884.65	35241.27	35241.27
M (KN.m)	56291.887	61311.473	71067.8859	77714.5602
V (m)	11.25	6.9	11.25	6.9
I (m <sup>4</sup> )	4927.640	13099.220	4927.64	13099.22
$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	208.660	112.440	275.749	154.435
$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-48.373	47.848	-48.752	72.562
$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	144.402	96.292	194.624	133.966
$\sigma_{\text{adm}}$ (bar)	2	2	2	2
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau VI. 2** : Vérification de soulèvement.

#### Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{l_x}{4}$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente. = 5.7

N= 0,8 Gt =24884.65 KN.

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{56291.8871}{24884.65} = 2.26 < \frac{l_x}{4} = 5.7 \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\text{Sens Y-Y : } e = \frac{61311.4735}{24884.65} = 2.46 < \frac{l_x}{4} = 3.45 \quad (\text{Vérifiée})$$

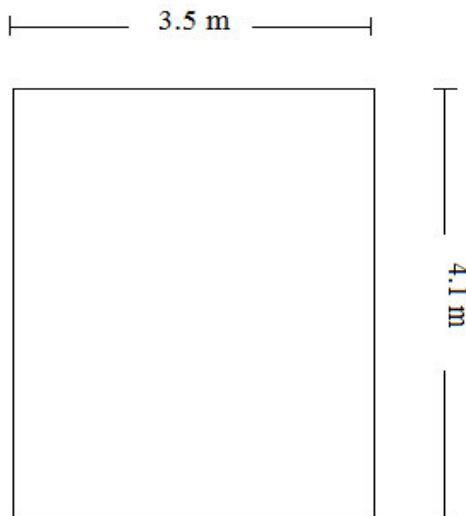
La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

#### VI-3-5 Ferrailage de radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le BAEL91, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

**VI-3-5-1 Ferrailage du panneau :**

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable :



**Figure VI.3:** Schéma du panneau le plus défavorable.

**Evaluation des charges et des surcharges :**

ELU :

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} - \left[ \frac{1.35(G_{\text{rmb}} + G_{\text{pl}} + G_{\text{r}})}{S_{\text{r}}} \right] = 142.73 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} - \left[ \frac{(G_{\text{rmb}} + G_{\text{pl}} + G_{\text{r}})}{S_{\text{r}}} \right] = 98.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Moment isostatique :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :**  $0 < \alpha < 0.4$

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{\text{ox}} = q \times \frac{l_x^2}{8} \quad M_{\text{oy}} = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :**  $0.4 \leq \alpha \leq 1$

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée :  $M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}$

➤ **Moment en appuis et en travée :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

Moment travée : ( $M_{tx}=0.75M_{ox}$ ,  $M_{ty}=0.75M_{oy}$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax}=0.5M_{ox}$ ,  $M_{ay}=0.5M_{oy}$ )

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

Moment travée : ( $M_{tx}=0.85M_{ox}$ ,  $M_{ty}=0.85M_{oy}$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax}=0.3M_{ox}$ ,  $M_{ay}=0.3M_{oy}$ )

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.1} = 0.854 \quad \rightarrow \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Sens X-X	sens Y-Y	Sens X-X	sens Y-Y
$\mu$	0.05766	0.7526	0.050104	0.7046
M (KN.m)	126.17	94.95	106.05	74.72
Mt (KN.m)	94.63	71.21	79.54	56.04
Ma (KN.m)	63.09	47.48	53.03	37.36

**Tableau VI.3** : calcul des sollicitations.

➤ **Calcul des armatures :**

b= 100 cm    h= 35cm    d= 31.5cm

• **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit côté :  $A_{x \min} \geq 8 \times h = 2.8 \text{ cm}^2$

Suivant de non fragilité :  $A_{y \min} \geq 8 \times h \times \frac{3-\alpha}{2} = 3 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :  $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}/f_e = 0.23 \times 100 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.80 \text{ cm}^2$

• **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33\text{cm}, 3 \cdot h_r) \quad \rightarrow \quad S_{tx} = 15\text{cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45\text{cm}, 4 \cdot h_r) \quad \rightarrow \quad S_{ty} = 15\text{cm}$$

Les résultats obtenus sont récapitulé dans le tableau suivant :

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M_u$ (KN.m)	53.03	79.54	37.36	56.04
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4.94	7.48	3.46	5.22
$A_{s\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.8	3.8	3.8	3.8
choix	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
$A_{s\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	12.06	12.06	12.06	12.06
$S_t$ (cm)	15	15	15	15

Tableau VI.4: ferrailage à l'ELU.

## ➤ Vérifications des contraintes :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \left[ A(d - y)^2 + A'(y - d')^2 \right]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = Y_1 K$$

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot k (d - y_1)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

## Sens XX :

Position	$M_{ser}$ (KN. m)	$A_{s\text{adp}}$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
travée	54.88	12.06	3.73	159	15	202	vérifiée
appuis	36.60	12.06	2.49	106.1	15	202	vérifiée

Tableau VI.5: vérification des contraintes à l'ELS sens XX.

Sens YY :

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ adp (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
travée	38.67	12.06	2.63	112.1	15	202	vérifiée
appuis	25.77	12.06	1.75	74.7	15	202	vérifiée

Tableau VI.6: vérification des contraintes à l'ELS sens XX

### VI-3-5-2 Ferrailage de la nervure :

La section de la nervure est considéré comme une section en T avec :

#### Sens y-y:

$b_1$  : largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure et ne doit pas dépassé le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour le continu ca équivaut à prendre, le 1/10de la portée.

La moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives  $8h_0$ .

$b$ : largeur de la dalle de compression

$$\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = (360/10 ; 300/2)$$

On prend :  $b_1 = 36\text{cm}$

Donc :  $b = 127\text{cm}$

#### Sens x-x :

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = (360/10 ; 300/2)$$

$b_1 = 36\text{cm}$

Donc :  $b = 127\text{ cm}$ .

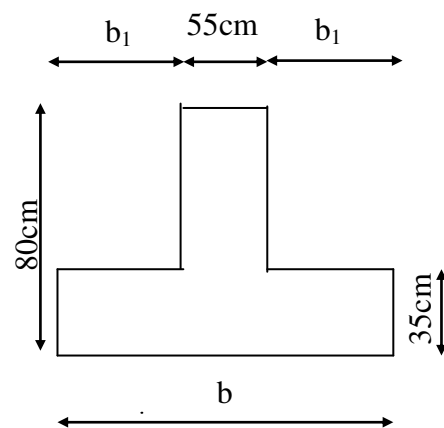
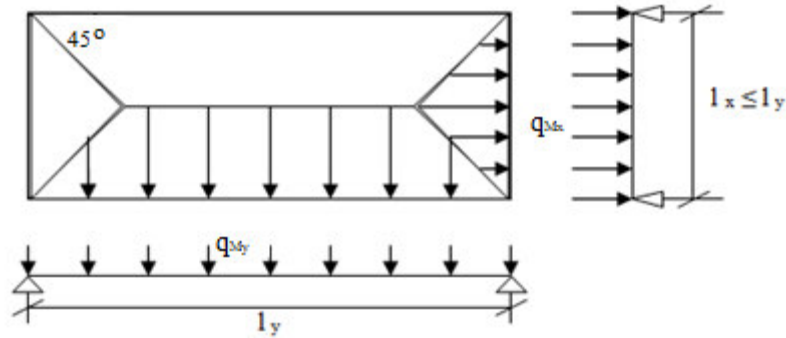


Figure VI.4: dimensionnement des nervures.

➤ **Evaluation des charges :**

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture. La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :



**Figure VI.5 :** schéma d'évaluation des charges.

	Triangulaire	Trapézoïdale
$q_M$	$q \times \frac{L_x}{3}$	$q \times \frac{L_y}{2} \times (1 - \frac{\alpha^2}{3})$
$q_T$	$q \times \frac{L_x}{4}$	$q \times \frac{L_y}{2} \times (1 - \frac{\alpha}{2})$

**Tableau VI.7:** Evaluation de la charge

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

combinaison	q (KN/m <sup>2</sup> )	Sens XX		Sens YY	
		q <sub>M</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>T</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>M</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>T</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
ELU	142.73	189.05	143.12	221.46	167.66
ELS	98.50	130.47	98.77	152.84	77.14

**Tableau VI.8 :** Détermination des charges

**Calcul des armatures :**

Les résultats sont obtenus à partir de logiciel ETABS.

**Armatures longitudinales :****Sens XX :**

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M (KN.m)	329.96	181.64	227.67	112.61
A (cm <sup>2</sup> )	13.42	7.33	9.21	4.52
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.04	11.04	11.04	11.04
choix	4T16+4T20	4T16+4T20	4T16+4T20	4T16+4T20
A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.61	20.61	20.61	20.61

**Tableau VI.9 :** ferrailage des nervures sens XX**Sens YY :**

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M (KN.m)	514.64	289.94	355.10	200.06
A (cm <sup>2</sup> )	21.17	11.76	14.47	8.08
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.04	11.04	11.04	11.04
choix	8T20	4T16+4T20	8T20	4T16+4T20
A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	25.12	20.61	25.12	20.61

**Tableau VI.10:** ferrailage des nervures sens YY➤ **Vérification :**• **Vérifications des contraintes :**

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \left[ A(d - y)^2 + A'(y - d')^2 \right]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = Y_1 K$$

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot k (d - y_1)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Sens XX :**

Positions	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ adp (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
travée	112.61	20.61	1.5	82.2	15	202	vérifiée
appuis	227.67	20.61	3.03	166.2	15	202	vérifiée

**Tableau VI.11:** vérification des contraintes à l'ELS sens XX

**Sens YY :**

Positions	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ adp (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
travée	200.06	20.61	2.66	146	15	202	vérifiée
appuis	355.10	25.12	4.29	214	15	202	vérifiée

**Tableau VI.12:** vérification des contraintes à l'ELS sens XX

• **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma \cdot b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

**Sens XX :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{428.16 \cdot 10^3}{1.27 \cdot 0.72 \cdot 10^6} = 0.47 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

**Sens YY :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{482.42 \cdot 10^3}{1.27 \cdot 0.72 \cdot 10^6} = 0.53 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Armatures transversales :****Calcul des armatures de cisaillement :**

Le règlement impose la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(\phi_{\min}; 22.86; 12.7)$$

On prend  $\phi_t = 10$  mm

**Espacement  $S_t$  :**

$$\text{D'après (RPA99V2003)} \quad \begin{cases} \text{en zone nodale: } S_{t \max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = 30\text{cm} \\ \text{en zone courante: } S_{t \max} \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \end{cases}$$

D'après BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend alors

$$\begin{cases} st = 10 \text{ cm en zone nodale.} \\ st = 20 \text{ cm en zone courante.} \end{cases}$$

**La section d'armatures :**

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_{u \max} - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 \times f_{ed} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Armatures droites :  $\alpha = 90^\circ$

Pas de reprise de bétonnage :  $k = 1$

L'inégalité devient :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_{u \max} - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 \times f_{ed}} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{2.608} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

**Pourcentage minimale :**

D'après BAEL91 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b}{f_e} = \frac{1}{16.67} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

D'après RPA99V2003 :

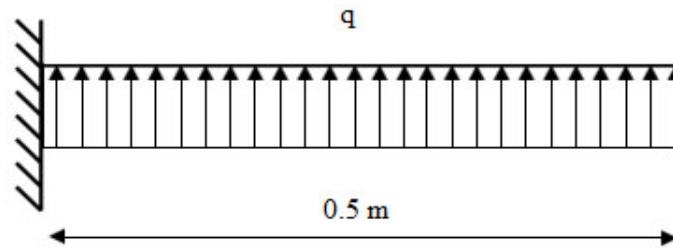
$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \cdot b = \frac{1}{5.56} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Alors :

On adopte  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**VI-3-5-3 Ferrailage du débord :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $l = 50$  cm, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur  $b = 1$  m.



**Figure VI.6:** schéma statique du débord.

**Schéma statique :**

**Sollicitations de calcul :**

**ELU :**

$$q_u = 142.73 \text{ KN/m}^2$$

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{142.73 \times 0.5^2}{2} = 17.84 \text{ KN.m}$$

**ELS:**

$$q_s = 98.50 \text{ KN/m}^2$$

$$M_S = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{98.50 \times 0.5^2}{2} = 12.31 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures:**

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 31.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

$M_u$ (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\mu_{lu}$	$A'(\text{cm}^2)$	$Z_b(\text{cm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{cnf}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
17.84	0.012	0.3163	0	31.27	1.63	3.80	4HA14	6.15	15

**Tableau VI.13:** calcul des armatures a l'ELU

**Note :** on peut prolonger les armatures adoptées dans le ferrailage des panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma \cdot b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{0.5 \cdot 142.73 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.315 \cdot 10^6} = 0.23 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifié.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérifications des contraintes :**

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \left[ A(d - y)^2 + A'(y - d')^2 \right]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = Y1 K$$

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot k (d - y_1)$$

$M_{ser}$	$A_L$	$y$	$I$	$K$	$\sigma_{bc}$		$\sigma_{St}$	
12.31	6.15	6.76	66760.43	18439.07	0.29	CV	29.1	CV

**Tableau VI.14:** calcul des contraintes à l'ELS.

## VI-5 Etude du voile de l'infrastructure :

### IV-5-1 introduction :

Les ossatures au-dessous du niveau base, doit comporter un voile d'infrastructure continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de la base.

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3.24 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, assure à la fois un bon chaînage et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

- **Préconisation du RPA 99** : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

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

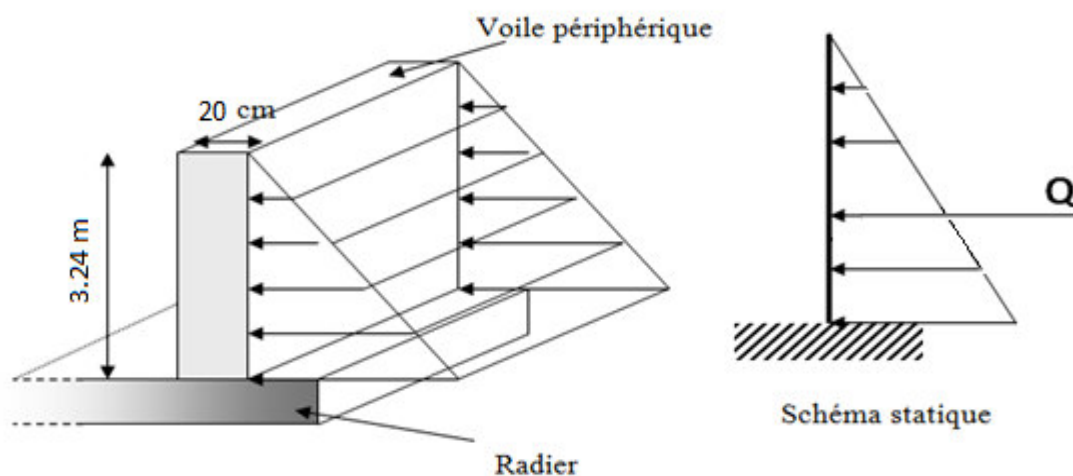
$$he = 3,24 - 0,40 = 2.84 \text{ m.}$$

Avec :

$$e = \frac{284}{22} = 12.90 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de voile :  $e = 20 \text{ cm}$ .

- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes
- ✓ Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante



**Figure VI.7:** Répartition des charges de voile périphérique.

**IV-5-2 Détermination des sollicitations :**

Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

**Données :**

- Surcharges éventuelle :  $q=5\text{KN}/\text{m}^2$ .
- poids volumique :  $\gamma =18\text{KN}/\text{m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi=23^\circ$ .
- Cohérence :  $C=0$ .
- Poussée due aux terres :

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.438$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

$$0 \leq z \leq 3.24 \text{ m} :$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 0.438 \times 18 \times H$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z=0 \text{ m} & \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2. \\ Z=3.24 \text{ m} & \sigma_h = 25.54 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation  $q = 5\text{KN}/\text{m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \times q = 0.438 \times 5 = 2.19 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

- Contrainte totale

$$\text{ELU : } \sigma_u = 1.35 \sigma_{h(0)} + 1.5 \sigma_q = 0.00328 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_u = 1.35 \sigma_{h(3.24)} + 1.5 \sigma_q = 0.0378 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.0205 \text{ MN}/\text{m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 0.00219 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3.24)} + \sigma_q = 0.02773 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.01496 \text{ MN}/\text{m}^2$$

**VI-5-3 Ferrailage du voile :**

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.50 \text{ m} \quad l_y = 4.10 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.8536$$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.05015$$

$$\mu_y = 0.70391$$

$$M_{OX} = \mu_x \times \sigma_{moy} \times l_x^2 = 12.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{OX} = 8.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ventilation des moments} \quad \begin{cases} M_t = 0.75 M_0 \\ M_{app} = 0.5 M_0 \end{cases}$$

- **Ferrailage minimal:**

- Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2), le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le BAEL 91, le ferrailage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Evaluation des moments :**

		Moment x-x (KN.m)	Moment y-y (KN.m)
ELU	Travée	9.44	6.65
	Appuis	6.29	4.43
ELS	Travée	7.66	5.10
	Appuis	5.76	3.84

**Tableau VI.15:** valeurs des moments.

**Calcul des armatures :**

Les valeurs obtenues sont représentées dans les tableaux suivants :

Panneau	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M_u$ (KN.m)	6.29	9.44	4.43	6.65
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.20	0.30	0.14	0.21
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2	2	2	2
Choix de $\Phi$	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	3.93	3.93	3.93	3.93
Espacement (cm)	15	15	15	15

**Tableau VI.16:** Le ferrailage à L'ELU.

**VI-5-4 Vérification des contraintes à l'ELS:**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Sens x-x :**

Zone	$M_{ser}$ [KN.m]	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	5.76	3.93	0.32	15	17.6	202	Vérifiée
Travée	7.66	3.93	0.42	15	23.4	202	vérifiée

**Tableau VI.17:** vérification des contraintes.

**Sens y-y :**

Zone	$M_{ser}$ [KN.m]	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	3.84	3.93	0.21	15	11.70	202	Vérifiée
Travée	5.10	3.93	0.28	15	15.60	202	vérifiée

**Tableau VI.18:** vérification des contraintes.



# Partie II

# Chapitre VII

## Analyse Push Over

---

**I. Introduction:**

La construction parasismique a pour but d'assurer une protection acceptable des vies et des biens vis-à-vis des actions sismiques. Une bonne description du comportement réel d'une structure se base en particulier sur une modélisation faible qui prend en considération le maximum de phénomènes qui pourront se produire dans une structure pour prédire le maximum de risque afin de se mettre en sécurité. Trois caractéristiques mécaniques sont couramment considérées dans le dimensionnement parasismique : rigidité, résistance et ductilité.

Dans ce chapitre nous avons utilisé la méthode Push Over qui est l'une des méthodes les plus utilisées vu sa précision et son efficacité dans les renforcements des structures. C'est une méthode statique non linéaire de simulation des séismes. Cette dernière sera exécutée sur une structure en béton armé à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.

**II. But :**

Le but de notre travail est d'analyser le comportement d'une structure par la méthode dynamique modal spectrale 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.

**III.L'analyse Push Over:****III.1.Modélisation par SAP 2000:**

L'analyse push over peut être exécutée directement par un programme de calcul qui peut modéliser le comportement non linéaire des éléments de la structure intervenant dans la résistance aux charges latérales.

**III.1.1Modélisation des voiles avec SAP 2000 :**

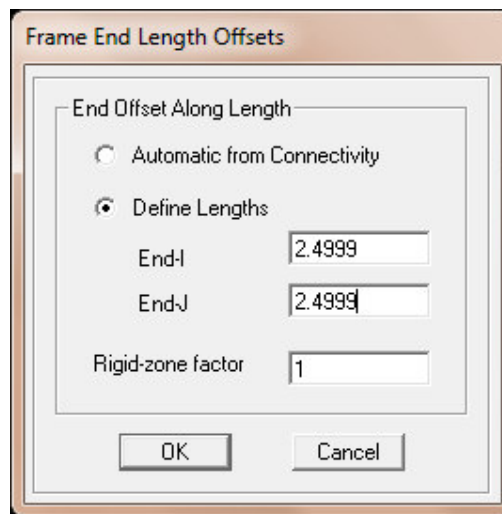
La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté par un modèle ayant un nombre de degré de liberté limité, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine : la masse la rigidité et l'amortissement.

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui décrit le plus possible un comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de chaque élément de cette dernière.

**III.1.2Méthode de portique équivalent:**

Le voile serrant modélisé par un élément frame où les dimensions et le ferrailage sont assigner de la même manière que les poteaux, après on utilise l'option ( Assign → Frame →

End (Length) Offsets ) pour avoir des poutres rigide. La figure suivante représente la boîte de dialogue sap2000 :



**Figure VII.1:**Boîte de dialogue.

#### **Rigide-zone factor :**

C'est un facteur employé pour définir le pourcentage de prendre la zone comme rigide. **0** signifie qu'aucune zone est rigide, **1** signifie que la zone est prise entière comme rigide.

#### **III.2Exécution de l'analyse push over par SAP 2000 :**

Le logiciel de calcul SAP 2000 fournit des options à l'utilisateur pour créer, analyser, et concevoir des modèles de structures .Ce logiciel est très puissant et complètement intégré pour modéliser des structures en béton armé et en charpente métallique .Le programme fournit un environnement interactif où l'utilisateur pourra étudier les conditions des contraintes, mettre des changements appropriés comme les révisions sur les dimensions des éléments, et mettre à jour le modèle sans relancer l'analyse.

La version non linéaire de SAP2000 offre un outil très puissant pour l'exécution de l'analyse push over, avec un modèle en 2D ou 3D.

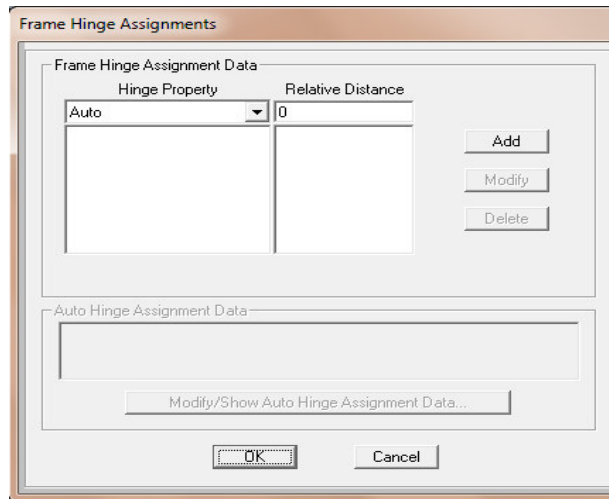
Pour effectuer l'analyse, les étapes suivantes sont réalisées :

Les 3étapes suivantes ont pour but la définition des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres.

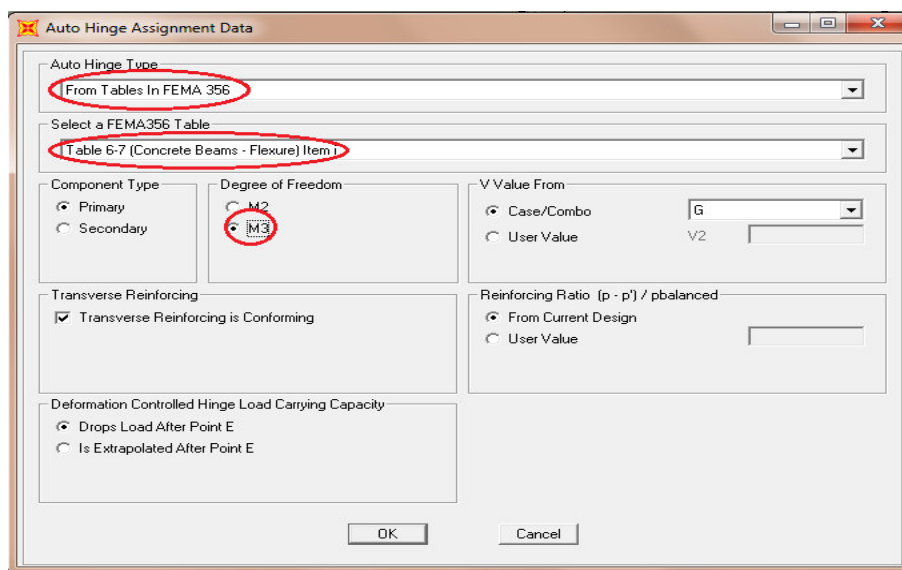
#### **1<sup>ère</sup> étape :**

Sélectionner toutes les poutres, puis utiliser Assign→ Frame → Hinges...

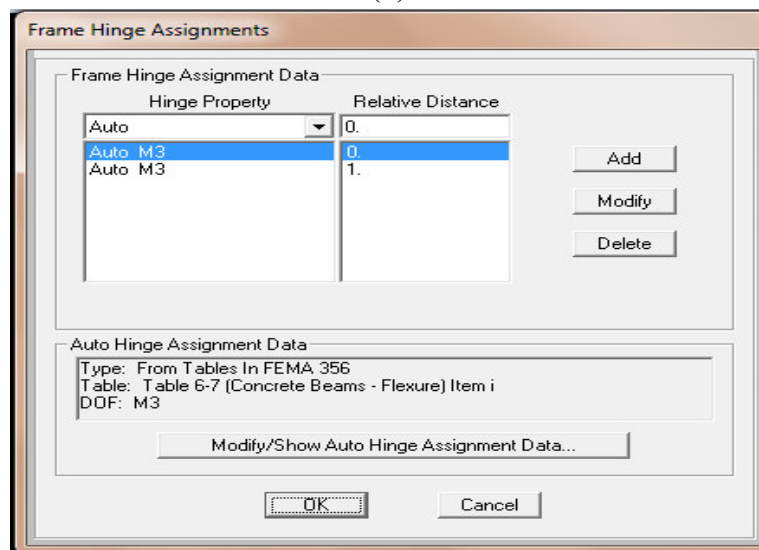
Comme indiqué ci dessous :



(a)



(b)



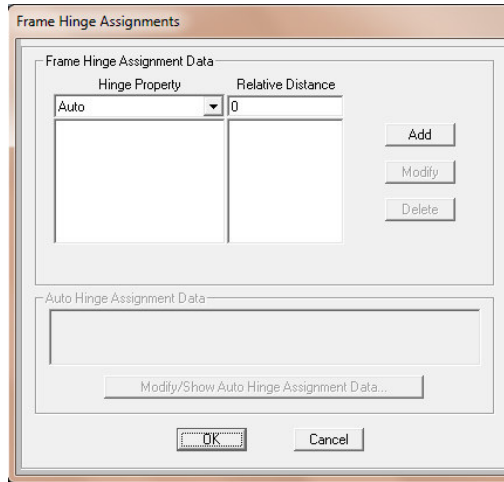
(c)

Figure VII.2 : (a) ;(b) et (c) boîte de dialogue des données d’analyse Push Over avec SAP 2000.

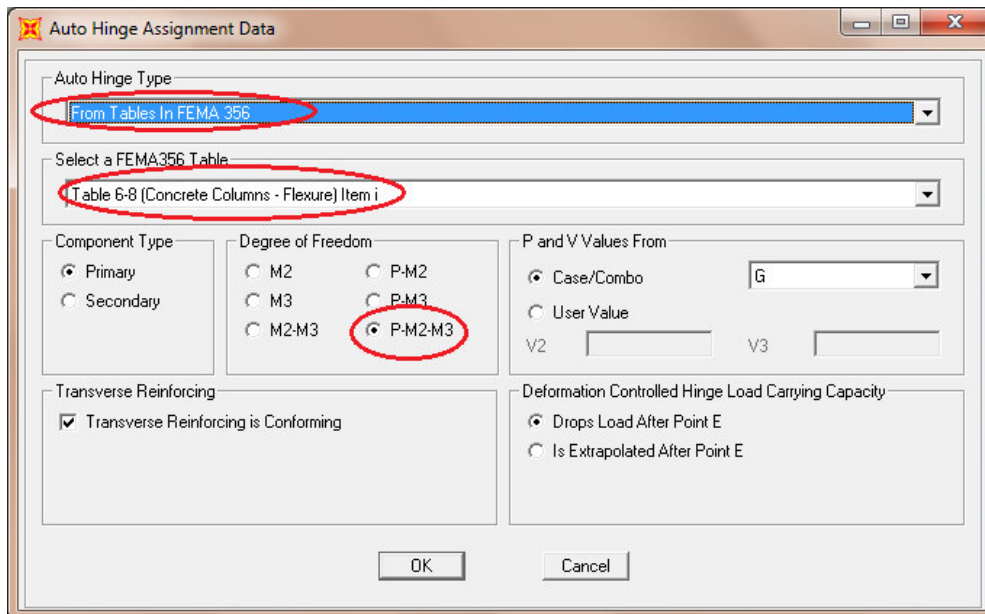
FEMA : " Federal Emergency Management Agenc " l'agence fédérale de gestion des urgences.

**2<sup>eme</sup> étape :**

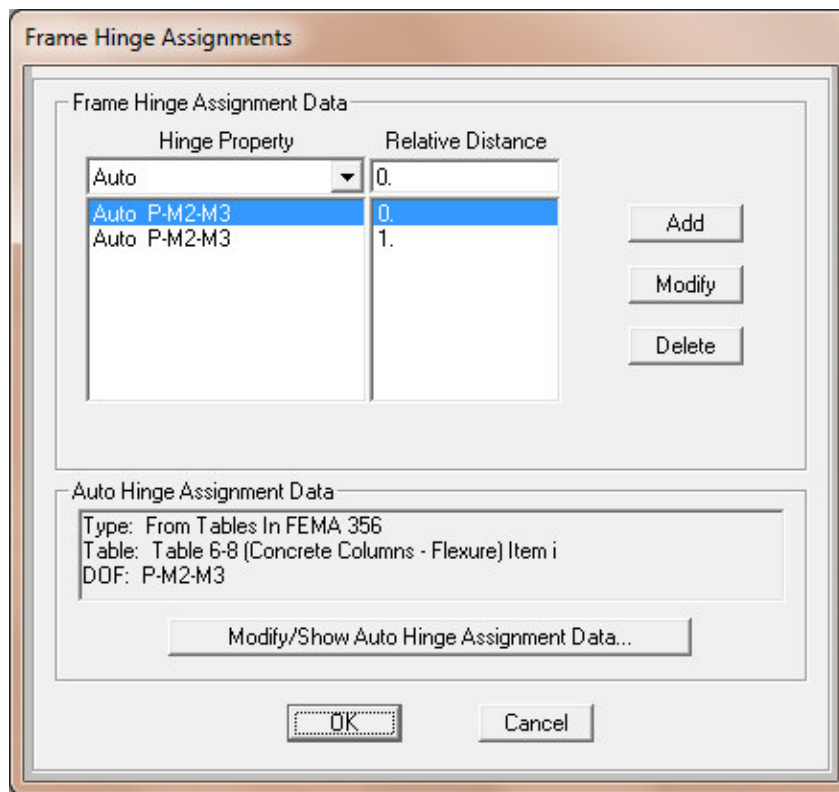
Sélectionner tous les poteaux, puis cocher les cases comme indiqué dans les boites de dialogues ci après.



(a)



(b)

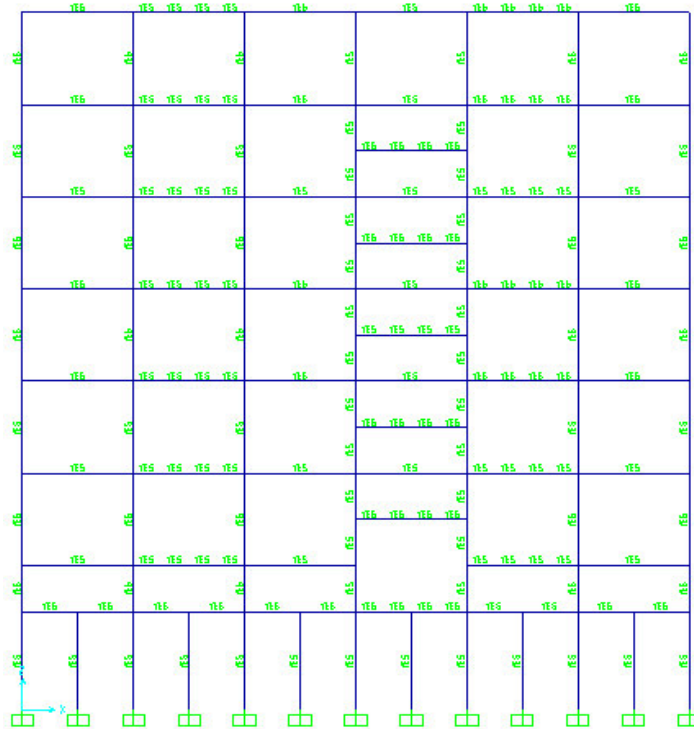


(c)

**Figure VII.3 :** (a) ; (b) et (c) sont les boîtes de dialogue des données d'analyse Push Over.

**3<sup>eme</sup> étape :**

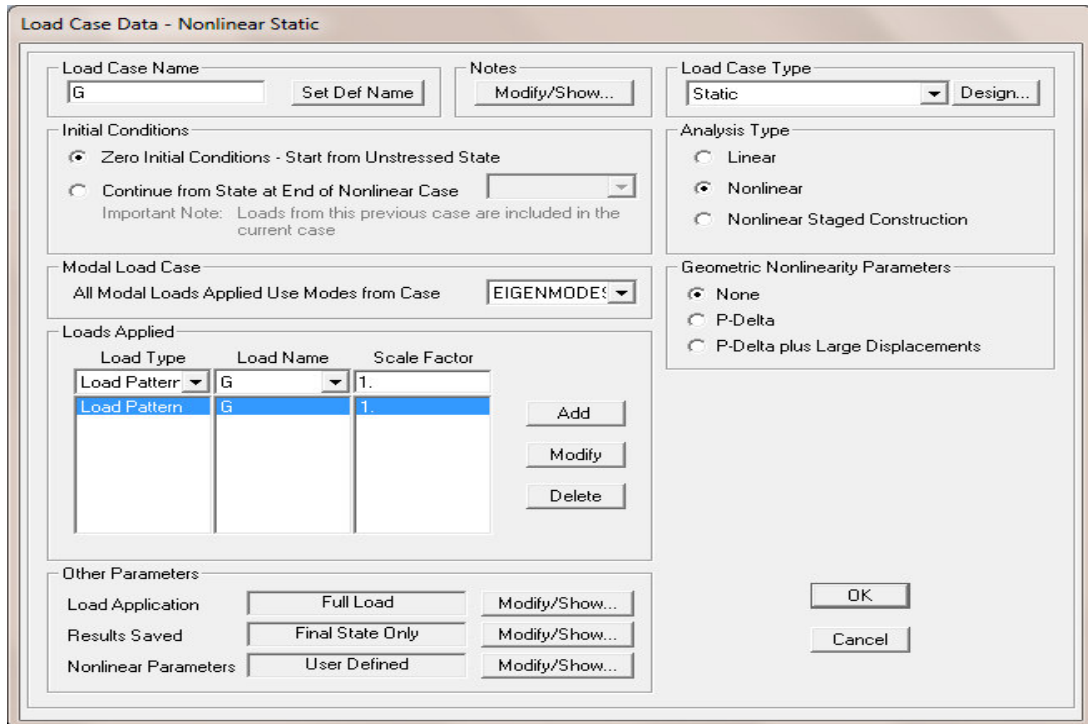
Sélectionner toute la structure puis : Assign → Frame → Hinge Overwrites...



**Figure VII.4 :** déclaration des rotules plastique.

**4 eme étape :**

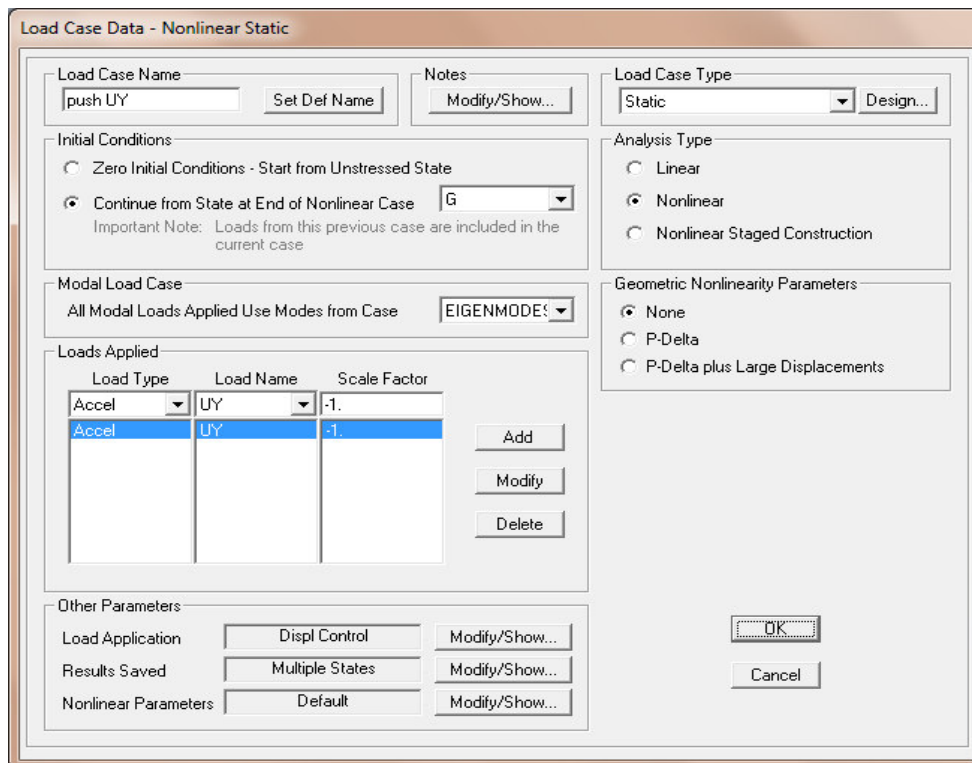
Définie les charges non linéaires : Définie → Load Cases... → G → Modify/Show Load Case...



(a)

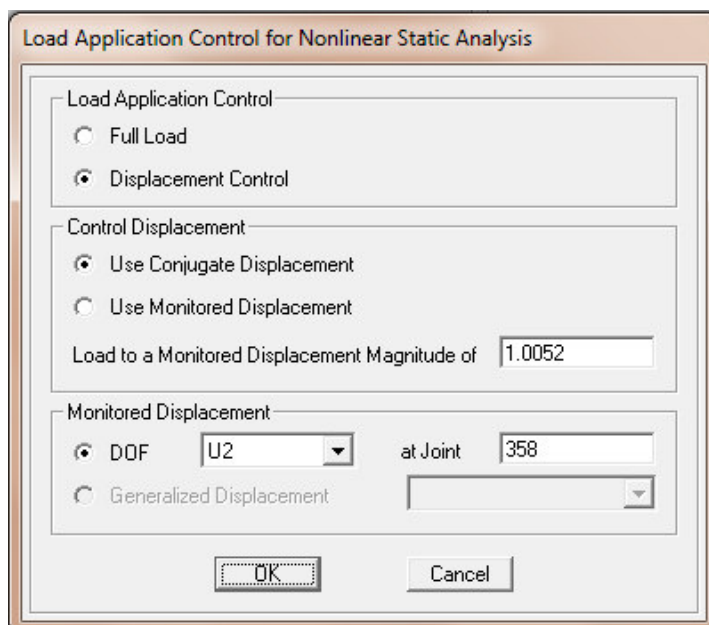
**Pour le sens Y-Y:**

Add New Load Case... →



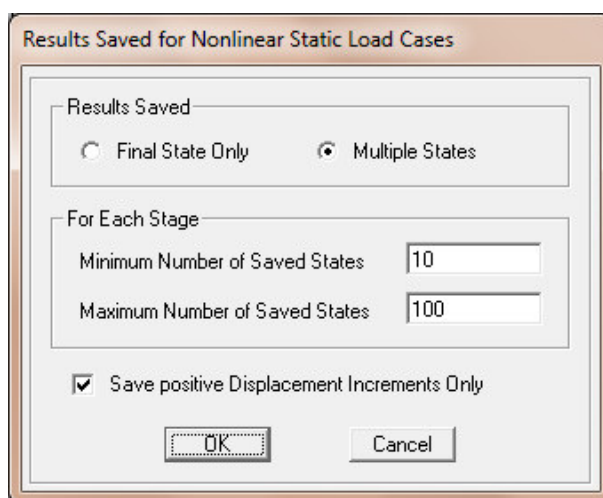
(b)

Load application Modify/Show...



(c)

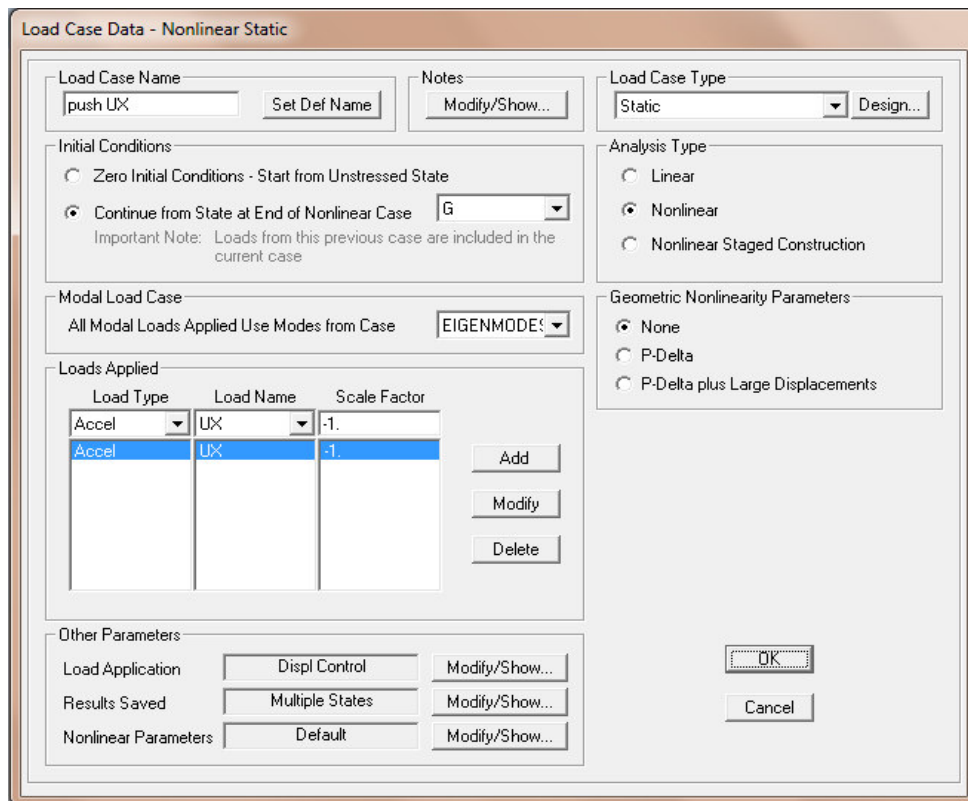
Results Saved Modify/Show...



(d)

**Pour le sens X-X:**

add copy of load case ...

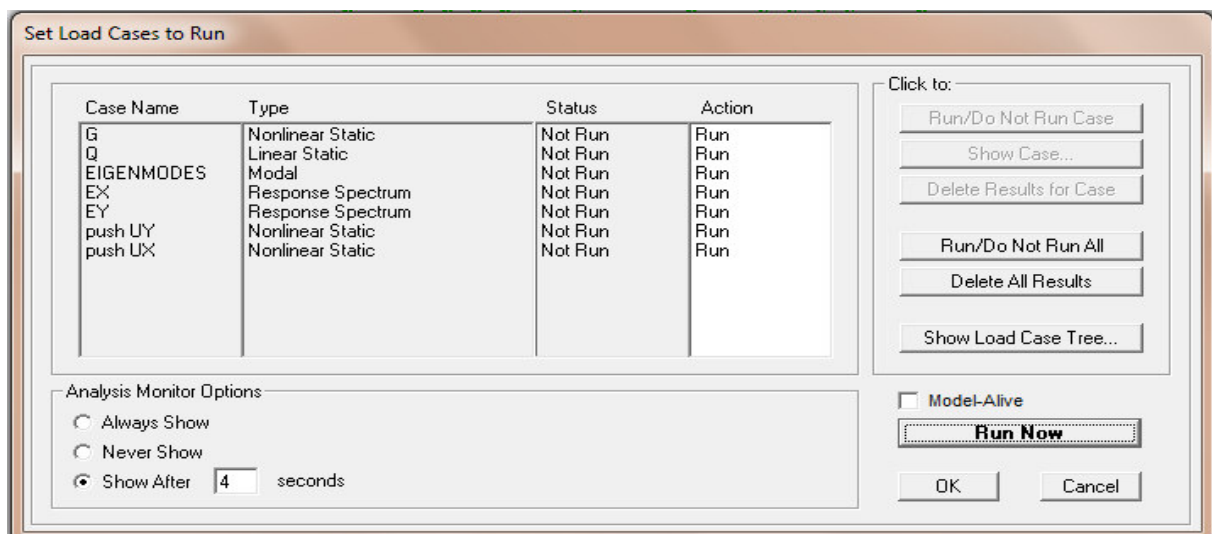


(e)

**Figure VII.5 :** (a),(b),(c),(d) et (e) sont les boites de dialogue des définition des charges non linéaire.

**5<sup>eme</sup> étape :**

Après avoir créer les chargement horizontale, on lance l'analyse :

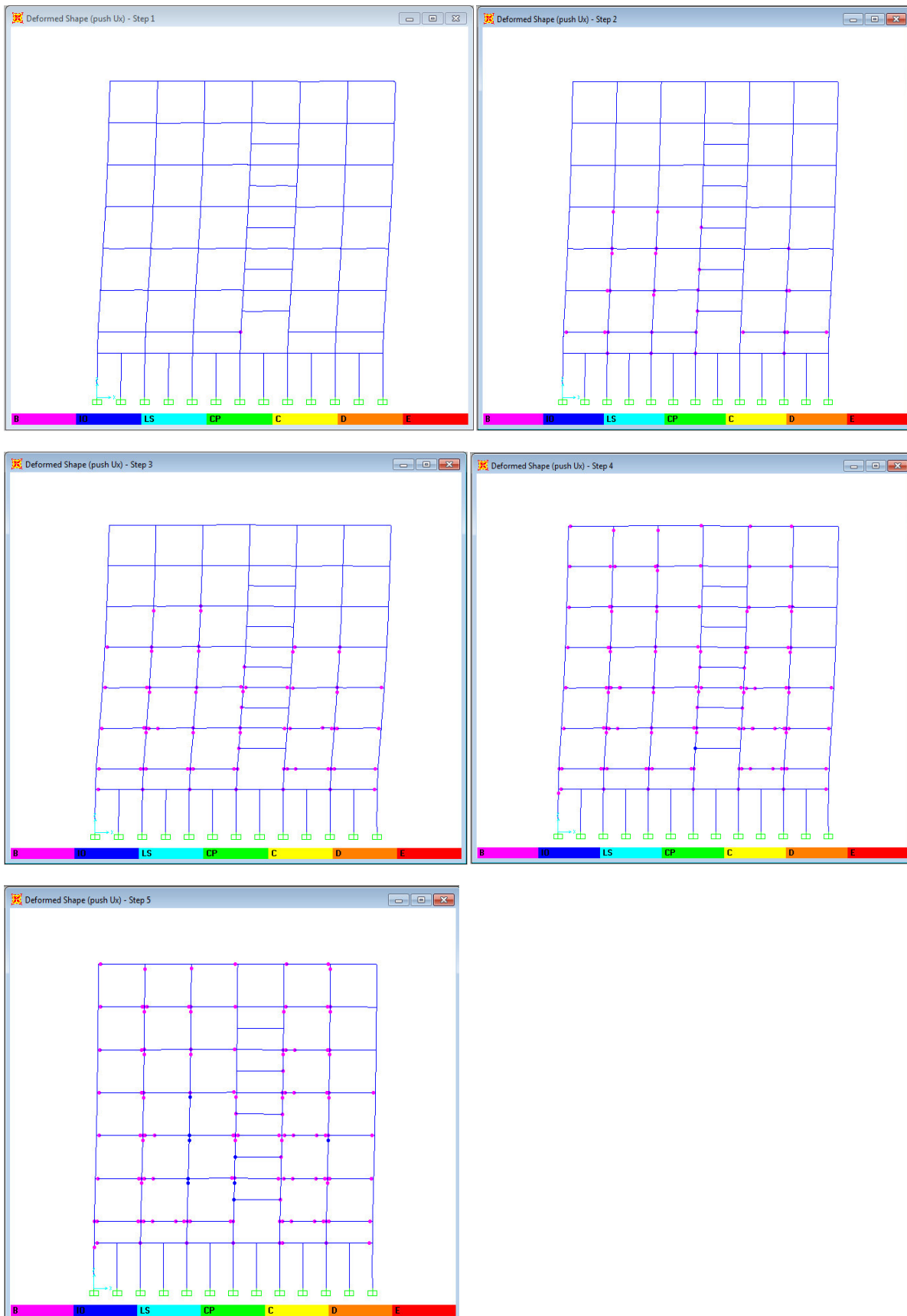


**Figure VII.6 :** La boite de dialogue de lancement l'analyse.

### III.3 Résultat de l'analyse Push Over :

#### III.3.1 Les rotules plastiques :

Dans le sens X-X :



Dans le sens Y-Y :

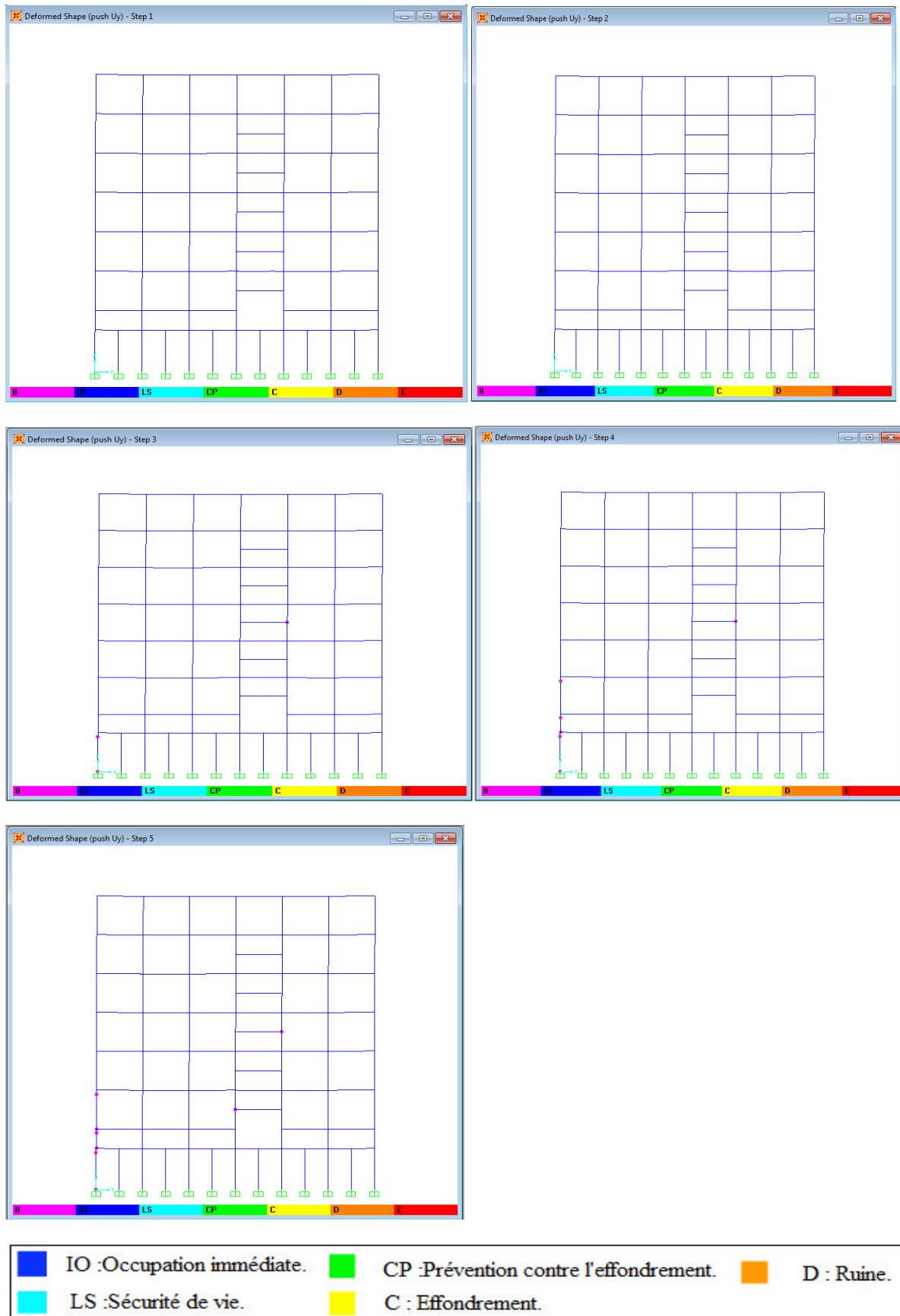


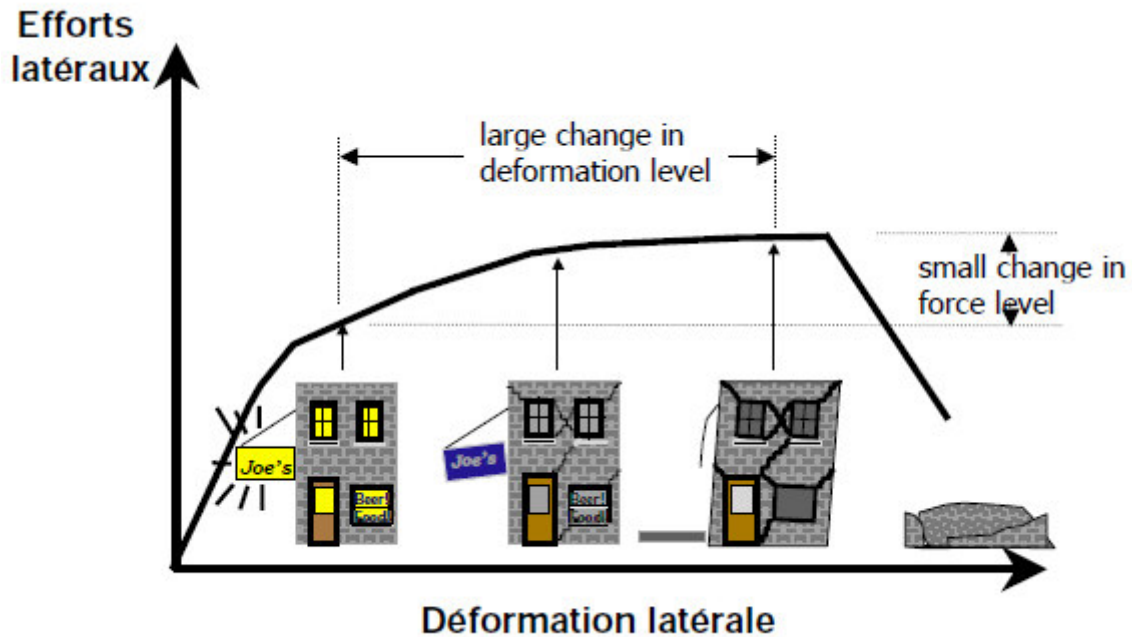
Figure VII.7 : la formation des rotules plastique et leurs positionnements.

**Commentaire :**

D'après l'analyse suivant le sens x-x, on remarque qu'il y a apparition de rotule du type LS au niveau des poutres qui ne causeront pas un grand dommage. Par contre dans le sens y-y la structure ne subit aucun dommage vu sa rigidité dans ce sens.

**III.3.2 Les courbes de capacité :**

La courbe de capacité du bâtiment nous donne la relation entre le déplacement horizontal en tête du bâtiment et la force horizontale à la base de celui-ci



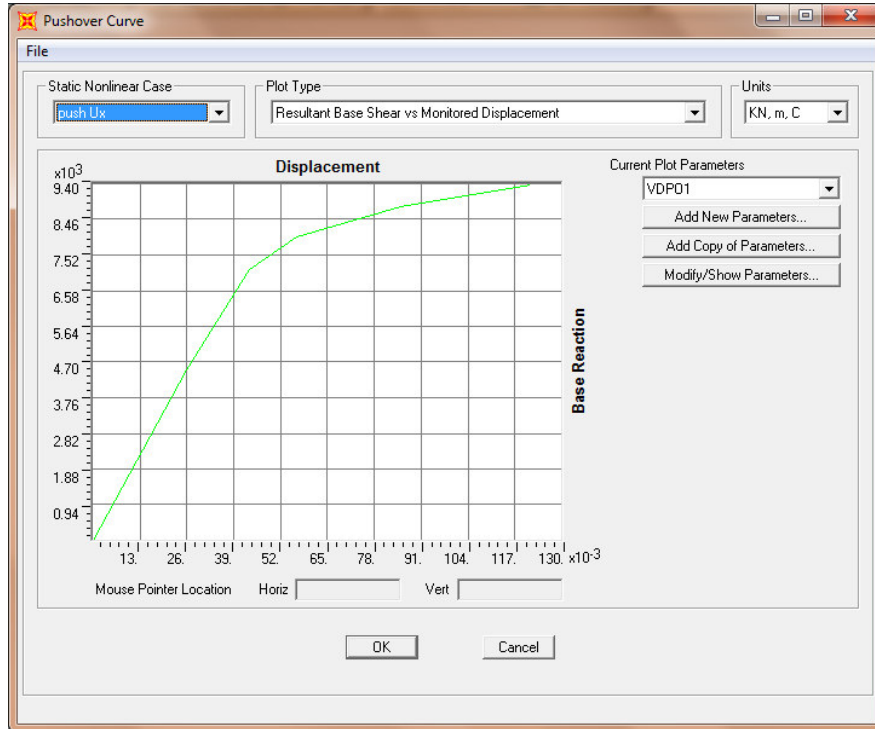
**Figure VII.8 :** Niveaux d'endommagement d'écrits par une courbe de capacité.

**1<sup>er</sup> niveau :** indique un état d'endommagement superficiel, comportement élastique.

**2<sup>e</sup> niveau :** indique un niveau de dommage contrôlé.

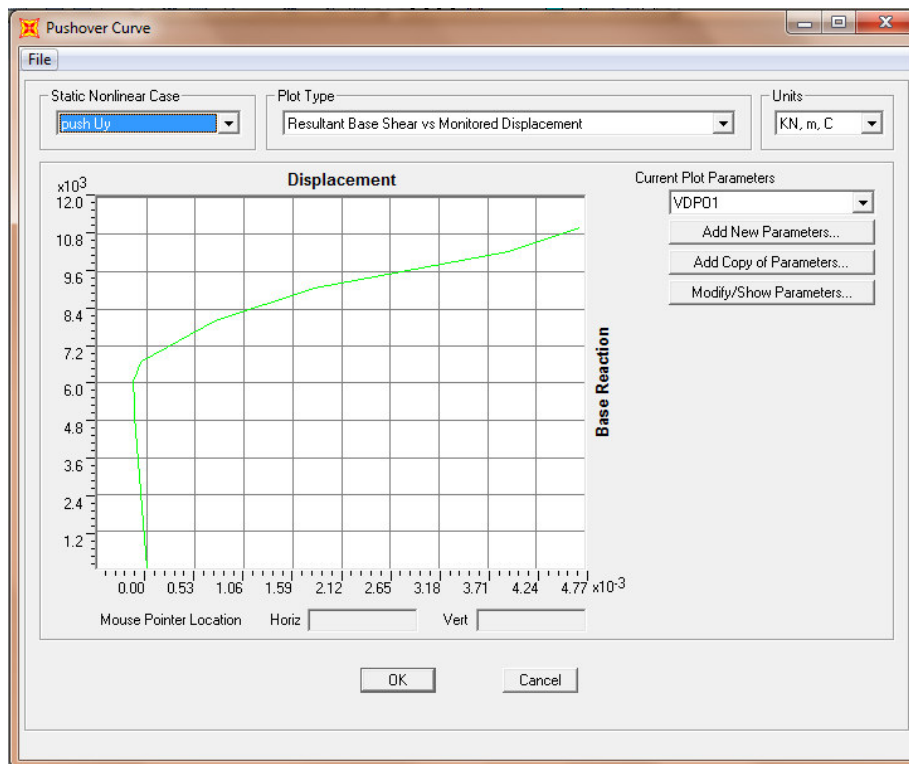
**3<sup>e</sup> niveau :** indique un état d'endommagement avancé, aucune capacité de résistance.

Le sens X-X :



(a)

Le sens Y-Y :



(b)

**Figure VII.9 :** (a) et (b) représente les courbe de capacité suivent X et Y respectivement.

Comparaissant :

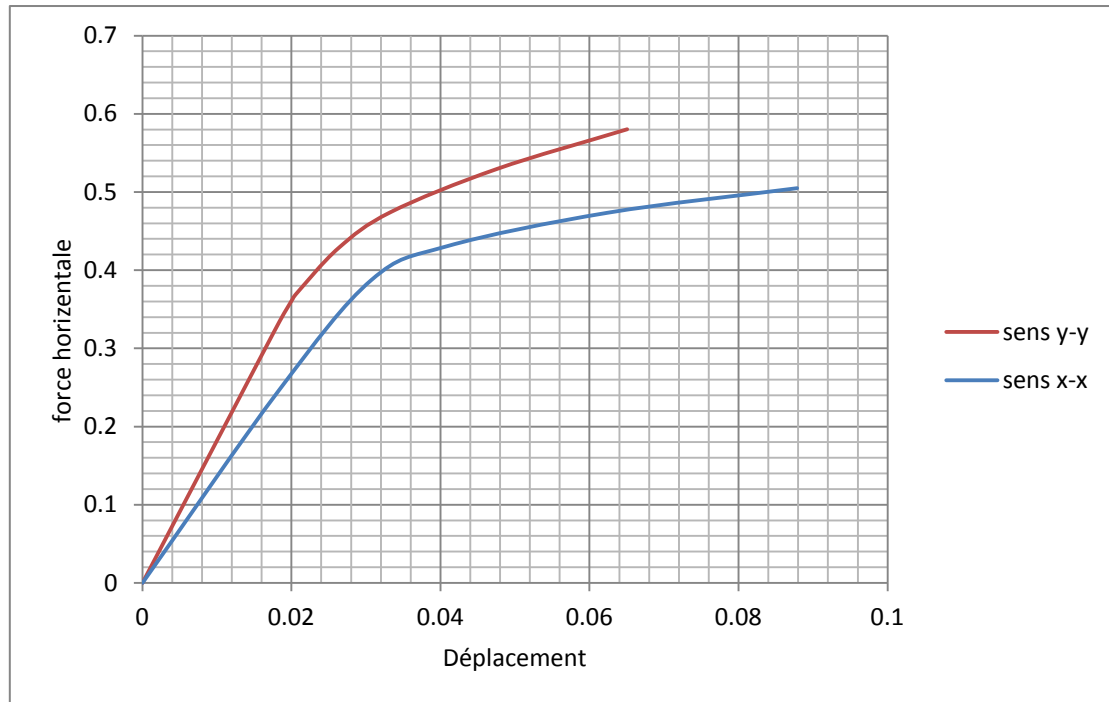


Figure VII.10 : les courbe de capacité sens x et y.

Commentaire :

La résistance globale de la structure selon le sens X est inférieure à celle du sens Y, cela est dû aux distributions des voiles. Donc la structure entre dans le domaine plastique selon Y rapidement par rapport au sens X.

### III.3.3 Le point de performance :

Le point de performance correspond à l'intersection des graphes de capacité et la demande de spectre :

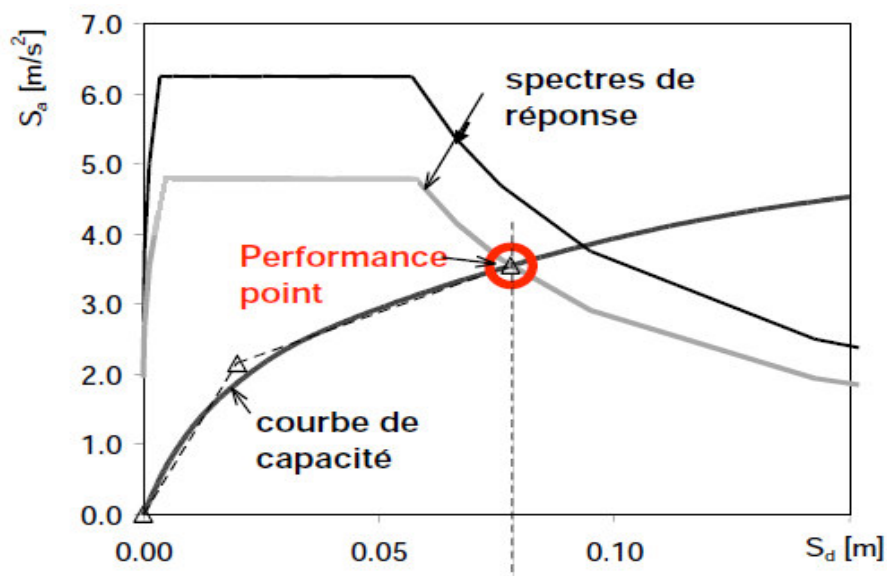
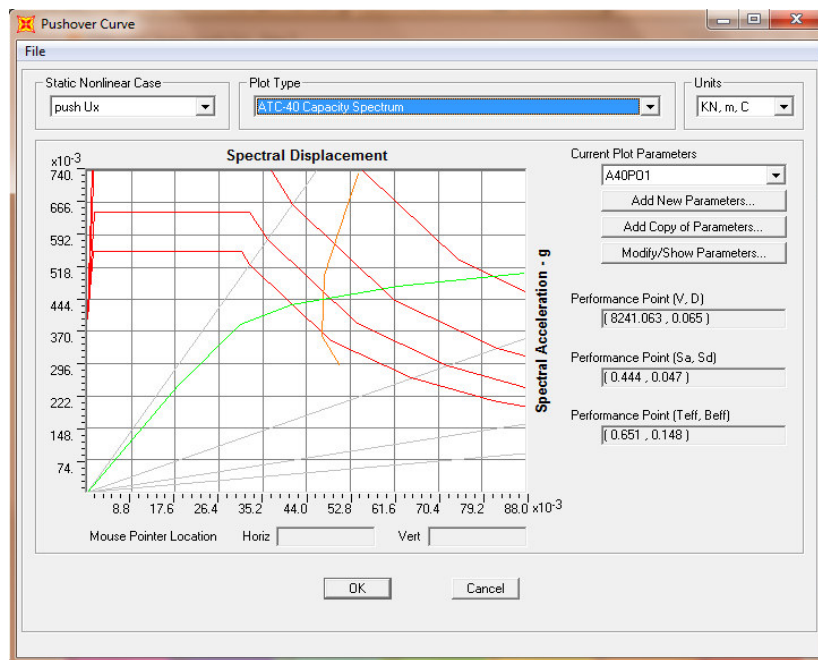


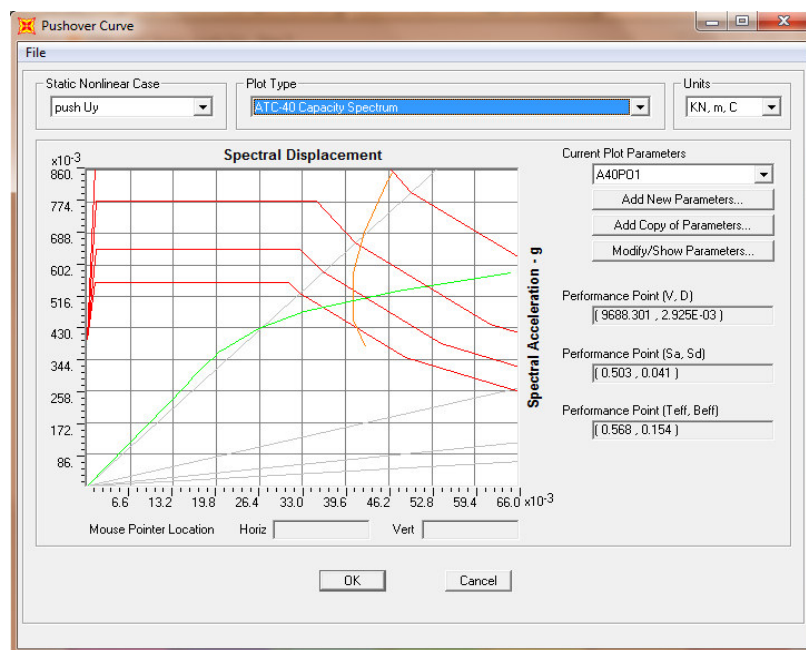
Figure VII.11 : représentation de point de performance.

Le sens X-X :



(a)

Le sens Y-Y :



(b)

**Figure VII.12** : (a) et (b) représente les courbe de capacité suivent X et Y respectivement.

**ATC 40**: "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"

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

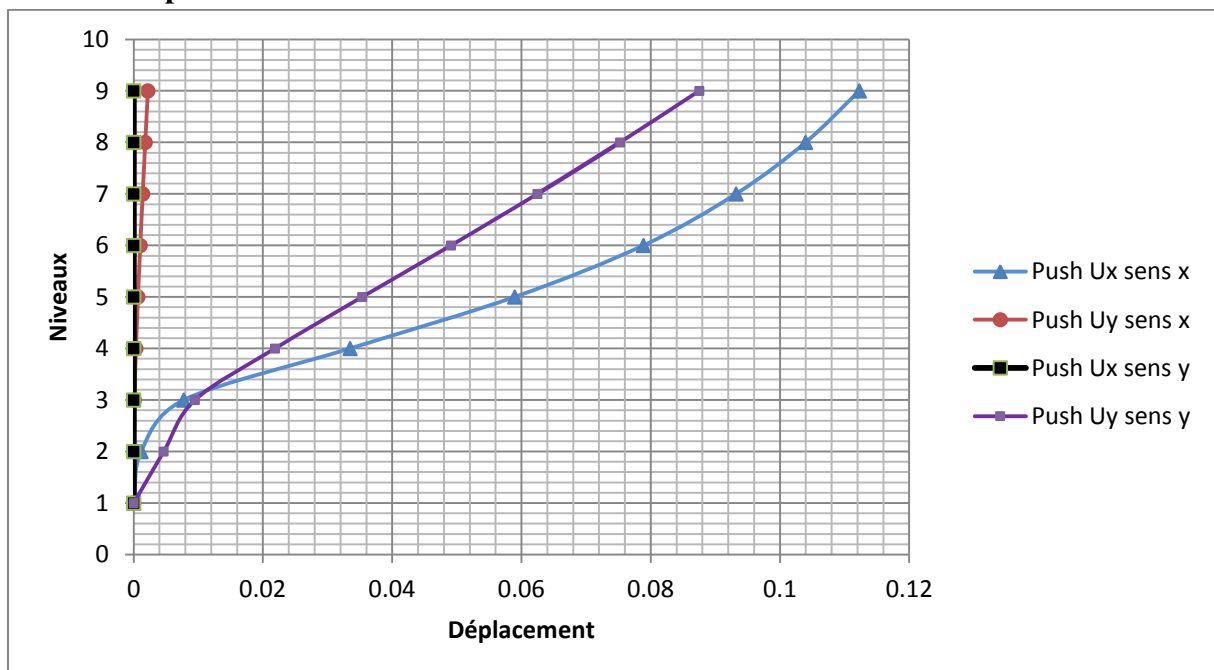
	Effort	Déplacement
Push Ux	8241.06	0.017
Push Uy	9688.301	0.003

**Tableau VII.1** : valeur des efforts tranchant et déplacement du point de performance.

**Commentaire :**

La détermination du point de performance a montré que le sens Y est plus performant que le sens x et cela par la valeur de l'effort tranchant qui revient à chaque sens et le déplacement causé. En effet, dans le sens pour un effort tranchant de 9688.30 KN le déplacement n'est que 0.003mm . Par contre, dans le sens X l'effort tranchant transmis par la force horizontale à la structure est de 8241.06 KN mais le déplacement causé est plus important que celui du sens y et il de 0.017mm .

**III.3.4 Le déplacement de niveaux :**



**Figure VII.13** : déplacement de niveaux dans le sens X et Y.

**Commentaire :**

La structure est performant dans le ses X par rapport au sens Y .

**Conclusion :**

D'après tous les calculs, dans les deux sens X et le sens Y, on conclue 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 préjudiciaux de revoir la disposition des voiles dans le sens X.

## Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation de MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

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 SAP200 utilisé 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.

En fin, on espère que ce modeste travail va apporter un plus aux promotions futures.

# Bibliographie

Pour élaboration ce document nous avons utilisé :

## Règlements

- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.

## Cours

- Béton armé (troisième année)
- Cours de bâtiment (Master 1)
- Cours de conception technique de construction (Master 1)
- Dynamique des structures (Master 1)
- Elasticité (Master 1)
- Génie Parasismique (Master 2)
- Plasticité (Master 2)

## Logiciels

- AUTOCAD 2011.....Dessin
- ETABS.....Analyse des structures
- EXCEL 2010.....Calcul.
- ROBOT 2015.....Les diagramme des moments.
- SAP2000.....logiciel de simulation numérique
- WORD 2010.....Traitement du texte

## Thèse

Modélisation parasismique des structures push over en béton armé présenté par (medjerab Mohammed).