



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche**  
**Scientifique**  
**Université Abderrahmane Mira de Bejaia**  
**Faculté de technologie**  
**Département de génie civil**

# *Mémoire de fin d'étude*

**En vu d'obtention du Diplôme master en génie civil**  
**Option : structure**

## *Thème*

Etude d'un bâtiment R+8+Sous sol à usage  
D'habitations contreventées par un système  
Mixte (Voile+portique)

**Encadreur : M<sup>me</sup> DJERROUD**

**Présenté par :**

**M<sup>lle</sup> AMARA      Nassima**  
**M<sup>lle</sup> OULEBSIR      Fatima**

**Promotion 2018/2019**

# *Remerciement*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.*

*Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Mme  
DJERROUD.T*

*pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation*

*Nous remercions notre amie Ghania qui nous a aidés dans ce travail*

*Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Merci*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail ;*

*A ma chère mère*

*A mon cher père*

*A mes chers frères ( Atman et Moumouh ).*

*A ma binôme Nassima et toute sa famille.*

*A mes chères amies (Amel et Djedjega)*

*A mes amis Bilal, Mohamed et Kamel*

*A tous ceux qui me sont chers.*

*Fatima*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail ;  
A la mémoire de ma très chère nièce (INES)*

*A ma très chère mère.*

*A mon cher père.*

*A mes chères sœurs ríma, Katía et Kenza (son mari et  
son fils Samí)*

*A ma grande mère.*

*A mon grand frère Nassím et sa femme*

*A mon jumeau Moumen et sa femme*

*A mes chère cousines (Sara, Nabíla, Mounía et Zoubída)*

*A mon cher oncle et sa femme*

*A ma bínôme Fatíma et toute sa famille.*

*A mes meilleurs amis (Lynda, Kafía , Fairouz, Hayat ,  
Ghanía)*

*A tous ceux qui me sont chers.*

*Nassíma*

# LA LISTE DES SYMBOLES

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>n</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**N** : force de compression en général.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge  $j$  jours.

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge  $j$  jours.

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

**g** : Densité des charges permanentes.  
**h<sub>0</sub>** : Epaisseur d'une membrure de béton.  
**h** : Hauteur totale d'une section.  
**i** : Rayon de giration d'une section de B A.  
**j** : Nombre de jours.  
**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.  
**l<sub>s</sub>** : Longueur de scellement.  
**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton ;  
**p** : Action unitaire de la pesanteur.  
**q** : Charge variable.  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.  
**x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.  
 **$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.  
**D** : profondeur d'encastrement de la fondation.  
 **$q_u$**  : Contrainte de rupture.  
 **$q_a$**  : Contrainte admissible du sol.  
 **$Q_{Pu}$**  : Charge limite de pointe.  
 **$Q_{Su}$**  : Charge limite de frottement latérale.  
**C** : *cohesion du sol.*

**$\gamma$**  : poids volumique

$N_c, N_\gamma, N_q$  sont des paramètres sans dimension dépendant de  $\gamma$ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31 (DTR-BC2.331).

## LA LISTE DES FIGURES

Figure II. 1: composantes du plancher à corps creux .....	5
Figure II. 2:Dimensions de la poutrelle.....	6
Figure II. 3:surface afferente du poteau.....	8
Figure II. 4.disposition des poutrelles dans les différents niveaux .....	14
Figure II. 5: Schéma statique d'une Poutre continue.....	17
Figure II. 6 Schéma statique d'une poutrelle sur 07 appuis .....	18
Figure II. 7 dalle sur 04 appuis.....	29
Figure II. 8.dalle sur 03 appuis.....	29
Figure II. 9. dalle sur 03 appuis.....	30
Figure II. 10.: schéma de ferrailage de D5.....	37
Figure II. 11: schéma statique des escaliers .....	38
Figure II. 12: ferrailage des escaliers .....	42
Figure II. 13: poutre palière.....	43
Figure II. 14: Section considérée dans le calcul de torsion.....	44
Figure II. 15: ferrailage de la poutre palière.....	46
Figure II. 16:Schémas de l'acrotère .....	46
Figure II. 17:schéma statique .....	47
Figure II. 18:Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure II. 19: Les dimensions de l'ascenseur. ....	52
Figure II. 20:schéma de ferrailage de l'ascenseur.....	54
Figure II. 22: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	54
Figure II. 22 : Schémas représentant la surface d'impact. ....	54
Figure II. 23:poutre de chainage .....	58
Figure II. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage .....	59
Figure III 1.Plans de dispositions des voiles .....	64
Figure III 2 : Spectre de réponse sens x-x.....	65
Figure III 3 : Spectre de réponse sens y-y.....	65
Figure III 4 : Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe x-x).....	66
Figure III 5 : Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe y-y).....	66
Figure III 6 : Mode 3 de déformation(rotation suivant l'axe z-z).....	67

Figure IV 1.Zone nodale. ....	73
.Figure IV 2.Schémas des contraintes. ....	85
Figure IV 3.Zone tendue et courante dans les voiles. ....	86
Figure IV 4.Schéma d'un voile pleine ....	87
Figure IV 5 .schémas de ferrailage du voile.....	89
Figure V 3 semelle filante.....	91
Figure V 2.Vue en plan de la semelle. ....	91
Figure V 2 Coupe P-P'.....	91
Figure V 4 Dimensions du radier. ....	92
Figure V 5 Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	93
Figure V 6: Panneau de dalle ....	95
Figure V 7 schéma de ferrailage de radier ....	98
Figure V 8 : Section de la nervure à ferrailer.....	98
Figure V 9 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.....	99
Figure V 10 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.....	100
Figure V 11 : schéma de ferrailage de la nervure selon X-X.....	102
Figure V 12 : schéma de ferrailage de la nervure selon Y-Y.....	102
Figure V 13 : Poussé des terres sur les murs adossés.....	103
Figure V 14 : schéma de ferrailage du mur adossé. ....	105



# LA LISTE DES TABLEAUX

Tab.I. 1 : $f_e$ en fonction du type d'acier.....	3
Tableau II. 1: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.....	7
Tableau II. 2:évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	8
Tableau II. 3:Descente de charge pour le poteau B1 .....	9
Tableau II. 4 Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau .....	12
Tableau II. 5 : Résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau.....	12
Tableau II. 6 Différents types de poutrelles .....	16
Tableau II. 7: Chargement sur les poutrelles.....	17
Tableau II. 8 : Les résultats des moments des autres travées et appuis du type 1.....	20
Tableau II. 9: Les résultats des moments des autres travées et appuis du type 1.....	21
Tableau II. 10 : Les résultats des moments des autres travées et appuis du type 1.....	21
Tableau II. 11 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage CORPS CREUX .....	21
Tableau II. 12 : calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires.....	23
Tableau II. 13 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive.....	23
Tableau II. 14 : Vérification des contraintes en travée .....	24
Tableau II. 15 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires .....	24
Tableau II. 16 : Calcul des moments correspondants.....	26
Tableau II. 17 : calcul des contraintes correspondantes.....	26
Tableau II. 18 : coefficient $\mu$ .....	27
Tableau II. 19 : Calcul des moments d'inerties fictives .....	27
Tableau II. 20 : Vérification de la flèche .....	27
Tableau II. 21 : Vérification de la flèche .....	28
Tableau II. 22 : le calcul du ferrailage a l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau II. 23 : Vérification de la flèche .....	28
Tableau II. 24 : Schémas de ferrailage des poutrelles.....	29
Tableau II. 25 : résumé des épaisseurs des dalles .....	30
Tableau II. 26 : calcul des sections de Ferrailage de la travée.....	31
Tableau II. 27 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D2).....	32
Tableau II. 28: calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D3).....	32
Tableau II. 29: Vérification des contraintes en travée .....	33

Tableau II. 30: Vérification des contraintes aux appuis.....	33
Tableau II. 31: vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ ) .....	33
Tableau II. 32: vérification des contraintes en appuis ( $\parallel L_y$ ).....	33
Tableau II. 33: Calcul des moments correspondants.....	35
Tableau II. 34: calcul des contraintes correspondantes .....	35
Tableau II. 35 : coefficient $\mu$ .....	35
Tableau II. 36: Calcul des moments d'inerties fictives .....	36
Tableau II. 37: Vérification de la flèche .....	36
Tableau II. 38: sollicitations et ferrailage des dalles D1, D2, D3, D4, D6, D7.....	36
Tableau II. 39: Vérification des contraintes .....	37
Tableau II. 40 : Vérification des contraintes en appuis xx.....	37
Tableau II. 41 : Vérification de la flèche .....	37
Tableau II. 42: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers. ....	38
Tableau II. 43: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.....	39
Tableau II. 44: Sollicitations dans l'escalier de l'entre sol (Type 1) .....	39
Tableau II. 45: Ferrailage de l'escalier.....	40
Tableau II. 46: Vérification des contraintes en travée .....	40
Tableau II. 47: Vérification des contraintes aux appuis.....	40
Tableau II. 48: calcul des contraintes correspondantes.....	41
Tableau II. 49: coefficient $\mu$ .....	41
Tableau II. 50: Calcul des moments d'inerties fictives .....	42
Tableau II. 51: Vérification de la flèche .....	42
Tableau II. 52: sollicitation dans la poutre palière .....	43
Tableau II. 53: calcul des sections de Ferrailage en travée.....	43
Tableau II. 54:calcul des sections de Ferrailage aux appuis .....	44
Tableau II. 55: <i>Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion</i> .....	45
Tableau II. 56 : Section d'armature en travée et aux appuis .....	45
Tableau II. 57: Vérification des contraintes en travée .....	45
Tableau II. 58: Vérification des contraintes aux appuis.....	45
Tableau II. 59: Charges et surcharges. ....	47
Tableau II. 60: Différentes combinaisons à utiliser. ....	48
Tableau II. 61: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).....	52

Tableau II. 62 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	53
Tableau II. 63 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	54
Tableau II. 64: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus) .....	55
Tableau II. 65: Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	57
Tableau II. 66 Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	57
Tableau II. 67: Ferrailage de la poutre de chaînage .....	58
Tableau II. 68: <i>Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage</i> .....	59
Tableau II. 69: <i>Vérification de la flèche</i> .....	59
Tableau III 1 Valeurs des pénalités .....	62
Tableau III 2 : Vérification de la période .....	63
Tableau III 3: <i>Période de vibration et taux de participation des masses modales</i> .....	64
Tableau III 4:Interaction sous charges verticales.....	67
Tableau III 5:Interaction sous charges horizontales.....	68
Tableau III 6: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	68
Tableau III 7 : Vérification de l'effort normal réduit .....	69
Tableau III 8 Vérification de l'effort normal après changement de section .....	69
Tableau III 9: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).....	70
Tableau III 10: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	70
Tableau III 11: Vérification des effets P- $\Delta$ (sens x-x). .....	71
Tableau III 12 : Vérification des effets P- $\Delta$ (sens y-y) .....	72
Tableau IV 1: Les sollicitations dans les poteaux.....	75
Tableau IV 2: Sollicitations dans les poteaux .....	76
Tableau IV 3: Armatures transversales dans les poteaux.....	76
Tableau IV 4: Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	77
Tableau IV 5: Vérification des contraintes dans le béton .....	78
Tableau IV 6: Vérification des sollicitations tangentés .....	79
Tableau IV 7: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires. ....	79
Tableau IV 8: Les armatures longitudinales dans les poutres principales. ....	80
Tableau IV 9: Vérification des contraintes tangentielles. ....	81
Tableau IV 10: Vérification de la contrainte limite de béton .....	81
Tableau IV 11. Moment résistant dans les poteaux.....	82
Tableau IV 12Moment résistant dans les poutres secondaire .....	83
Tableau IV 13 : Moment résistant dans les poutres principales.....	83

Tableau IV 14 : Vérifications des zones nodales poutres secondaires.....	83
Tableau IV 15: Vérifications des zones nodales poutres principale .....	84
Tableau IV 16: Les sollicitations dans les poteaux.....	84
Tableau IV 17: Résultats du ferrailage du voile $V_{y2}$ et $V_{y3}$ .....	87
Tableau IV 18: Résultats du ferrailage du voile $V_{y1}$ et $V_{y4}$ .....	88
Tableau IV 19: Résultats du ferrailage du voile $V_{x1}$ et $V_{x2}$ .....	88
Tableau V 1: Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	96
Tableau V 2 Vérification des contraintes de radier.....	97
Tableau V 3 calcul des sections d'armatures à l'ELS .....	97
Tableau V 4 Revivifications des contraintes de radier.....	97
Tableau V 5 les sollicitations a l'ELU (sens X-X) .....	100
Tableau V 6 Sollicitations maximales (sens X-X) .....	100
Tableau V 7 Sollicitations a l'ELU (sens y-y) .....	100
Tableau V 8 Sollicitations maximales (sens Y-Y) .....	100
Tableau V 9 Tableau De ferrailage des nervures .....	101
Tableau V 10 Vérification des contraintes dans les nervures .....	101
Tableau V 11 Calcule des sections d'armature a l'ELS .....	101
Tableau V 12 ferrailage des murs adossés .....	104
Tableau V 13 Vérification des contraintes .....	104
Tableau V 14 Calcul des sections d'armatures à l'ELS.....	104

# SOMMAIRE

## Introduction

### Chapitre I : Hypothèse de calcul et présentation détaillé de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.1.1 Caractéristiques géométriques et architecturales .....	1
I.2. Règlements et normes utilisés.....	1
I.3. Les états limites.....	1
I.4. Les matériaux.....	3
I.4.1. Béton .....	3
I.4.2. Les aciers .....	3

### Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1 Introduction .....	4
II.2. Poutres .....	4
II.2.1. Poutre secondaire .....	4
II.2.2. Poutre principale .....	4
II.3. Plancher .....	5
II.3.1. Plancher à corps creux .....	5
II.3.2: Pré dimensionnement des poutrelles .....	5
II.4 LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3).....	8
II.4.1.Vérification à la compression simple .....	10
II.4.2.Vérification au flambement .....	10
Conclusion.....	13
II.5. Voiles.....	13
II.6. Etudeéléments non structuraux.....	14
II.6.1 Etude des poutrelles.....	14

II.6.1.1 Critère de la disposition des poutrelles.....	14
II.6.1.2. Les différents types de poutrelles .....	16
II.6.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles .....	17
II.6.1.4.Calcul des sollicitations .....	17
II.6.1.5 Vérifications .....	23
I.6.1.6Ferrailage de la dalle de compression.....	28
II.6.2. Plancher à dalle pleine .....	29
III.6.2.1. Dalle D5 .....	31
II.6.2.2. Armature dues à l'effort tranchant .....	32
II.6.2.3. Vérification des contraintes .....	33
II.6.3 Escaliers.....	37
II.6.3 Escaliers.....	38
II6.3.2 Poutre palière .....	42
II.6.3.2.1 Dimensionnement .....	43
II.6.3.2.2 Calcul de la poutre palière .....	43
II.6.4 Acrotère : .....	46
II.6.4.1 Hypothèses de calcul .....	46
II.6.4.1.1 Évaluation des charges et surcharges .....	47
II.6.4.1.3 Calcul de l'excentricité.....	48
II6.4.1. 5 Schéma de Ferrailage .....	51
III.8. Ascenseur .....	51
II.6.6. Description de l'ascenseur .....	51
II6.6.1.Caractéristiques de l'ascenseur : Annexe (4).....	51
II 6.6.1. 1Etude de l'ascenseur .....	52
II.6.6.2 Ferrailage .....	55
<b>Chapitre III : Etude séismique de l'ouvrage</b>	
Introduction .....	61

III.1.Méthodes de calcul.....	61
III.1.1. Méthode statique équivalente.....	61
III.1.2. Méthodes d'analyse dynamique .....	64
III.1.2.1. Modélisation de la structure .....	64
III.1.2. 2 Analyse spectrale .....	65
III.1.2.3. Analyse du comportement de la structure .....	66
III.2 Justification de l'interaction voile-portique .....	67
III.2.1. Sous charges verticales .....	67
III.2.2. Sous charges horizontales .....	68
III.3. Vérification de la résultante de la force sismique : .....	68
III.4. Vérification de l'effort normale réduit .....	69
III.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.....	70
III.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9). .....	71
Conclusion.....	72

## **Chapitre IV : Ferrailage des éléments de contreventement**

Introduction .....	73
IV.1. Étude des poteaux .....	73
IV.2.1.Ferrailage des poutres .....	79
IV.2.2 Vérification des zones nodales.....	82
IV.3. Etude des voiles .....	84
Conclusion.....	90

## **Chapitre V : Etude de l'infrastructure**

V.1.Choix du type de fondation .....	90
V.1.1.Vérification des semelles isolées.....	90
V.1.2. Vérification des semelles filantes .....	91
V.1.3 Radier général.....	92

V.2 Etude des nervures.....	98
V.3 étude du mur adossé.....	102
<b>Conclusion générale</b>	
<b>Liste bibliographique</b>	
<b>Annexes</b>	



# *Introduction*

# Introduction générale

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisées pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton de précontrainte, l'acier et le bois.

Cependant si le métier de construction est considéré comme vaste et ancien, il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tel que les séismes, ces derniers sont justement un élément de réflexion avant une conception pour tout ingénieur de génie civil, il est à noter que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est représentée comme étant une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- a- Un maximum de sécurité ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b- L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet (les dépenses).
- c- L'esthétique.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptés au projet considéré au stade de la conception et de l'exploitation, pour ce faire il faut respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres pour chaque pays.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, on utilise « règlement parasismique algérien RPA99 » Version 2003.

Notre étude est divisée en 5 chapitres :

- 1- présentation de l'ouvrage.
- 2- pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires
- 3- étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 2016.
- 4- étude des éléments structuraux
- 5- étude de l'infrastructure.

*Chapitre I : Hypothèse de calcul  
et présentation détaillé de l'ouvrage*

**Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

**I.1. Présentation de l'ouvrage:**

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un immeuble en (R+8) avec sous sol. Cet ouvrage est à usage d'habitations Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (Elkseur), qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

**I.1.1 Caractéristiques géométriques et architecturales:**

- Dimension projetée selon l'axe x-x' ..... 23.10 m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' ..... 9.30m.
- Hauteur totale du bâtiment .....30.34m.
- Hauteur du R.D.C .....3.06 m.
- Hauteur du l'étage courant .....3.06m.
- Hauteur du sous sol.....2.80m.

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, l'ossature doit être en système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, RPA (article 3-4-A-1-a).

**I.2. Règlements et normes utilisés:**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

**I.3. Les états limites :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

**a) Etat limite ultime :** Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

**c) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)**

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum_{i>1} 1,3\psi_{oi} Q_i$$

$\psi_{oi} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**d) Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article : A.3.3.3)**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**e) Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ULS: } 1.35G + 1.5q \\ \text{LS: } G + Q \end{array} \right\} \\ \text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right. \end{array}$$

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

**I.4. Les matériaux:**

**I.4.1. Béton :** C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 ; art B.1.1).

**I.4.2. Les aciers:**

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

**I.4.2.1. Principales armatures utilisées:**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500

**Tab.I. 1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.**

*Chapitre II : Pré  
dimensionnement et calcul des  
éléments secondaires*



**II.1 Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

**II.2. Poutres :**

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max}$  : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

**II.2.1. Poutre secondaire :**

On a  $L_{max} = (4.88 - 0.4) = 4.48$  m.

Donc, 
$$\frac{448}{15} \leq h \leq \frac{448}{10} \Rightarrow 29.98 \text{ cm} \leq h \leq 44.8 \text{ cm}$$

Alors, on prend  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$  : dimensions de la poutre secondaire.

**Vérification des conditions du RPA :**

- ✓  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ , vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

**II.2.2. Poutre principale :**

On a  $L_{max} = (4.60 - 0.35) = 4.25$  m.

Donc, 
$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

Alors, on prend  $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$  dimensions de la poutre principale.

**Vérification des conditions du RPA :**

- ✓  $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $\frac{h_p}{b_p} = 1.33 < 4$ , vérifiée.

### II.3. Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

#### II.3.1. Plancher à corps creux :

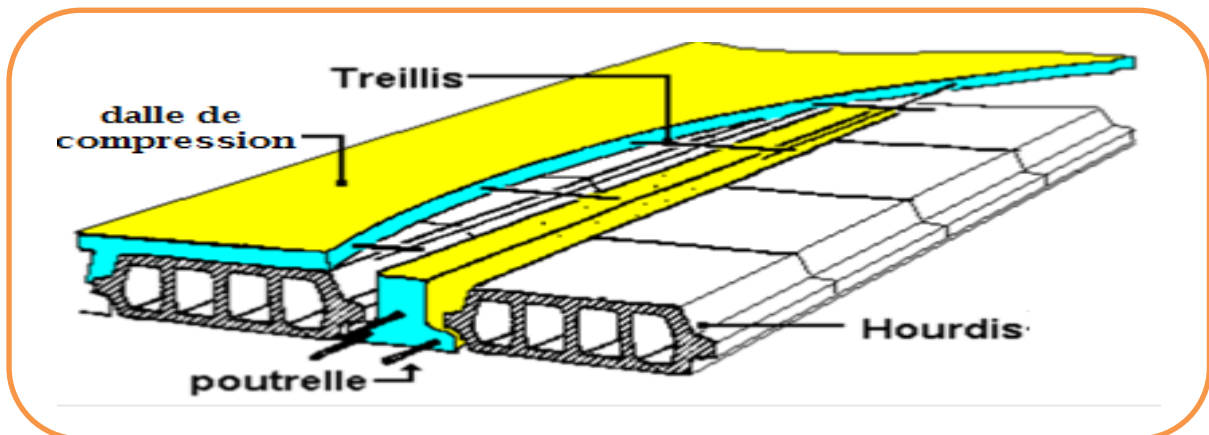


Figure II. 1: composantes du plancher à corps creux

Les planchers des étages 1 jusqu'à 10 (service et habitation) sont en corps creux.

$$h_i \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

- ✓  $H$  : Hauteur total du plancher.
- ✓  $L_{max}$  : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.

- $L_{max} = 4.88 - 0.4$  Etage d'habitation :

$$L_{max} = 4.48 \text{ m} \Rightarrow h \geq \frac{448}{22.5}$$

Donc  $h_i \geq 19.91 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4]

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

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutre continue semi encastée elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

$L_x$  : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$l_y$  : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures Successives.

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$L_y = 460 - 40 = 420\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 420/10)$$

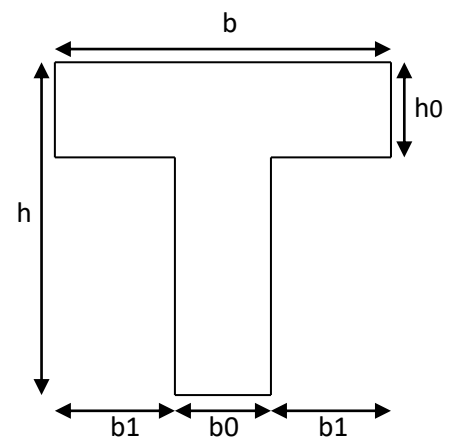
$$b_1 \leq \min (27.5 ; 42)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

**Soit :  $b = 65\text{cm}$**



**Figure II. 2:Dimensions de la poutrelle**

Tableau II. 1: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.						
plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.05	1	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.2	
	4	Isolation thermique		0.05	0.16	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80	
	6	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
<b>Total</b>					<b>6.43</b>	
Plancher Courant à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2,80	
	5	Enduit de ciment	20	0.02	0.4	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>					<b>5.4</b>	
Dalle pleine, RDC, balcon	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de ciment	10	0.02	0.20	
<b>Total</b>					<b>4.4</b>	

Tableau II. 2:évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.				
Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.20
<b>Total</b>				<b>2.85</b>
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>				<b>1.46</b>

**II.4 LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1,2,.....,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse .....  $Q_0$ .
- ✓ Sous le dernier étage.....  $Q_0+Q_1$ .
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur.....  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur.....  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- ✓ Pour  $n \geq 5$ .....  $Q_0+ (3 + n/(2n))+ (Q_1+Q_2+Q_3)$ .

➤ Poteau **B1** : (30 x 30)

- ♣  $L_{pp}$  : Longueur des poutres principales.
- ♣  $L_{ps}$  : Longueur des poutres secondaires.
- ♣  $S_{aff}$  : surface afférente.
- ♣  $S_{affd}$  : surface afférente de la Dalle pleine

Figure II.2:Dimensions de la poutrelle

$S_{murint}$  : surface des murs intérieurs.

$$S_{affectante} = (2.29 * 2.15) + (1.56 * 2.29) + (1.56 * 2.15) = 11.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{dallepleine} = (2.29 * 2.975) = 4.52 \text{ cm}^2$$

- $L_{pp} = 3.85$ .
- $L_{ps} = 1.975 + 2.15 = 4.125 \text{ m}$ .
- $S_{aff} = 2.225 (1.7 + 1.25) + 0.05(2.125) = 6.67 \text{ m}^2$ .

✓ **Les cloisons:**

$$h_l = (3.06 - 0.4) = 2.66 \text{ m}$$

- $G_{mur} = (1.95 * 2.85 * 2.66) = 14.78 \text{ KN}$

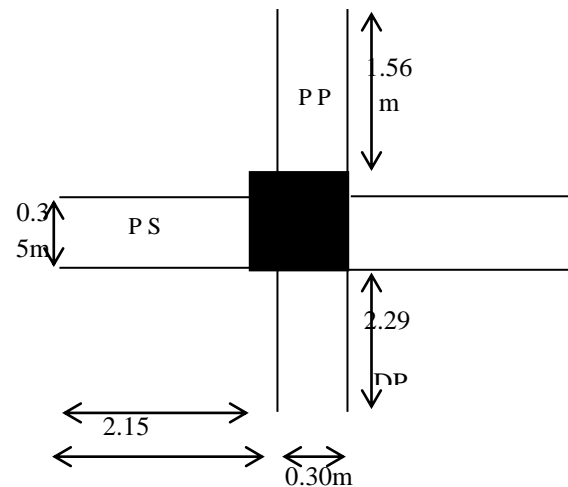


Figure II. 3:surface afférente du poteau

- $G_{mur} = (1.56 + 1.1599 * 2.71 * 2.85) = 21.00 \text{ KN}$
- $P_{ps} = 3.85 * 0.3 * 0.35 * 25 = 10.1 \text{ KN}$
- $P_{pp} = 4.125 * 0.4 * 0.3 * 25$
- $= 12.37 \text{ KN}$
- $G_{ccT} = 11.85 * 6.43 = 76.19 \text{ KN}$
- $Q_{ccT} = 1 * 11.85 = 11.85 \text{ KN}$
- $G_{cc} = 11.85 * 5.4 = 63.95 \text{ KN}$
- $Q_{cc} = 1.5 * 11.85 = 6.78 \text{ KN}$
- $G_{DP} = 4.52 * 4.9 = 22.15 \text{ KN}$
- $Q_{DP} = 4.52 * 1.5 = 6.78 \text{ KN}$

**Tableau II. 3:** Descente de charge pour le poteau B1

NIVEAUX	ELEMENTS	G(KN)	G ( KN) TOTALE	Q(KN)
N0	Plancher TERRASSE	76.19	163.37	11.85
	Poutres	22.47		
	poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N1	Venant de N0	63.95	314.60	36.4
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N2	Venant de N0	63.95	465.89	81.81
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N3	Venant de N0	63.95	617.18	100.23
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N4	Venant de N0	63.95	768.47	116.18
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N5	Venant de N0	63.95	919.76	129.69
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N6	Venant de N0	63.95	1071.05	140.73
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N7	Venant de N0	63.95	1222.34	151.29
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N8	Venant de N0	63.95	1373.63	164.30
	Plancher corps creux	22.47		
	Poutres poteaux+mur+dalle pleine	64.81		
N9	Plancher corps creux	63.95	1524.92	173.6
	Poutres	22.47		
	poteaux+mur+dalle pleine	64.81		

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau numéro qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1524.92KN, Q_{totale} = 173.6KN$$

$$N_u = 1.35 \times 1524.92 + 1.5 \times 173.6 = 2319.042KN.$$

#### II.4.1.Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2550.94 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.170m^2$$

$$B \geq 0.170m^2$$

$$\text{On a } B = 0.45 \times 0.45 = 0.202Am^2$$

#### II.4.2.Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

**CBA 93(Article B.8.2.1)**

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  :Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton .

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.45 = 1.72m.$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.202m^2 .$$

$$I = \frac{0.45}{12} = 3.42 \times 10^{-3} m^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{3.42 \times 10^{-3}}{0.20}} = 0.130$$

$$\lambda = \frac{1.72}{0.13} = 13.23 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.75}{35}\right)^2} = 0.824$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2550.94 \times 10^{-3}}{0.824 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{200 \times 1.15} \right]} = 0.120m^2$$

Or nous avons  $B_r = (0.45 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) \times 10^{-4} = 0.185m^2$

0.185 > 0.120 donc le poteau ne risque pas de flamber.



Tableau II. 4 Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau					
Niveau	Nu	Section	Condition $B > B_{calculé}$		Observation
			B (m2)	Bcalculé (m2)	
<b>Etage 8</b>	262.15	35 × 35	0.1225	0.017	Vérifier
<b>Etage7</b>	527.24	35 × 35	0.1225	0.035	Vérifier
<b>Etage 6</b>	826.83	35 × 40	0.14	0.055	Vérifier
<b>Etage 5</b>	1081.89	35 × 40	0.14	0.072	Vérifier
<b>Etage4</b>	1332.87	40 × 40	0.16	0.088	Vérifier
<b>Etage3</b>	1579.83	40 × 40	0.16	0.105	Vérifier
<b>Etage2</b>	1822.71	45 × 40	0.18	0.122	Vérifier
<b>Etage1</b>	2064.80	45 × 40	0.18	0.137	Vérifier
<b>RDC</b>	2310.93	45 × 45	0.2025	0.154	Vérifier
<b>s-sol</b>	2550.94	45 × 45	0.2025	0.170	Vérifier

Tableau II. 5 : Résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau					
Niveau	Nu	Section	Condition $B > B_{calculé}$		Observation
			Br (m2)	Brmin(m2)	
<b>Etage 8</b>	262.15	35 × 35	0.108	0.06	Vérifier
<b>Etage7</b>	527.24	35 × 35	0.108	0.06	Vérifier
<b>Etage 6</b>	826.83	35 × 40	0.125	0.072	Vérifier
<b>Etage 5</b>	1081.89	35 × 40	0.125	0.072	Vérifier
<b>Etage4</b>	1332.87	40 × 40	0.144	0.074	Vérifier
<b>Etage3</b>	1579.83	40 × 40	0.144	0.074	Vérifier
<b>Etage2</b>	1822.71	40 × 45	0.163	0.107	Vérifier
<b>Etage1</b>	2064.80	40 × 45	0.163	0.107	Vérifier
<b>RDC</b>	2310.93	45 × 45	0.185	0.108	Vérifier
<b>s-sol</b>	2550.94	45 × 45	0.185	0.120	Vérifier

**Conclusion**

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments et avoir procédé à faire les vérifications nécessaires. On a adopté pour les éléments les sections suivantes :

Les poutres :

Poutre principale :  $b \cdot h = 30 \cdot 40 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $b \cdot h = 30 \cdot 35 \text{ cm}^2$

Les poteaux :

sous sol et RDC :  $(b \cdot h) = 45 \cdot 45 \text{ cm}^2$

1er et 2ème étage :  $(b \cdot h) = 40 \cdot 45 \text{ cm}^2$

3ème et 4ème étage :  $(b \cdot h) = 40 \cdot 40 \text{ cm}^2$

5ème et 6ème étage :  $(b \cdot h) = 35 \cdot 40 \text{ cm}^2$

7ème et 8ème étage :  $(b \cdot h) = 35 \cdot 35 \text{ cm}^2$

**II.5. Voiles :**

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4.e$ ) sont considérés comme des voiles, avec :

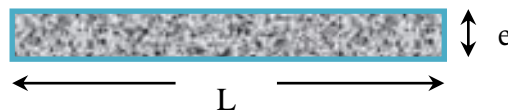
- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_l$ .

• Epaisseur du voile :  $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec :  $h_l = h - e_{dalle}$  (hauteur libre d'étage).

✓ On va opter pour un voile simple



- Etages (service, habitation) :  $h_{\text{étage}} = 3,06\text{m}$ , donc,  $h_l = 2,86\text{m}$ .

$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm}.$

Alors, l'épaisseur est

$e = 15 \text{ cm}$

- Longueur minimale du voile :  $L \geq 4 \cdot e$ 
  - Des fondations jusqu' au RDC  $L = 80\text{cm}$ .

- Du 1<sup>er</sup> étage jusqu'au bout L= 60cm.

**II.6. Etude éléments non structuraux**

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques peuvent être considérés comme éléments secondaires.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- ✓ Planchers à corps creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

**II.6.1 Etude des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

**II.6.1.1 Critère de la disposition des poutrelles :**

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages d'habitation, on opte pour les dispositions suivantes :

- RDC

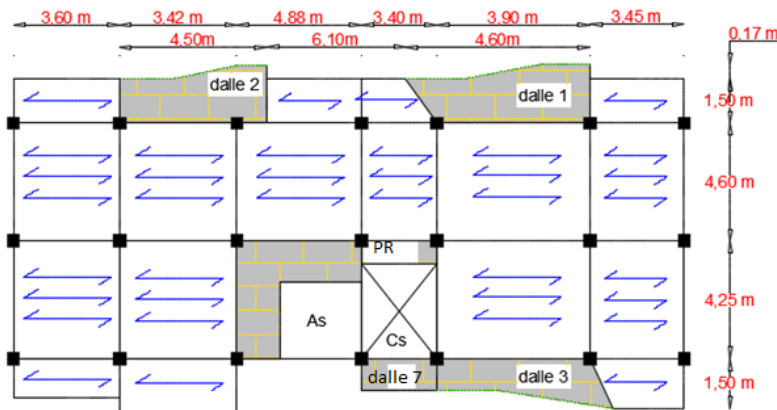
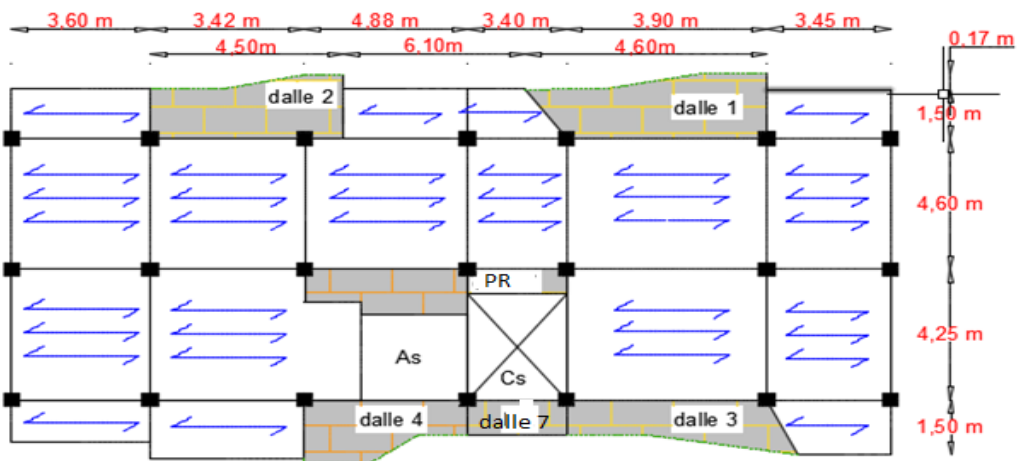
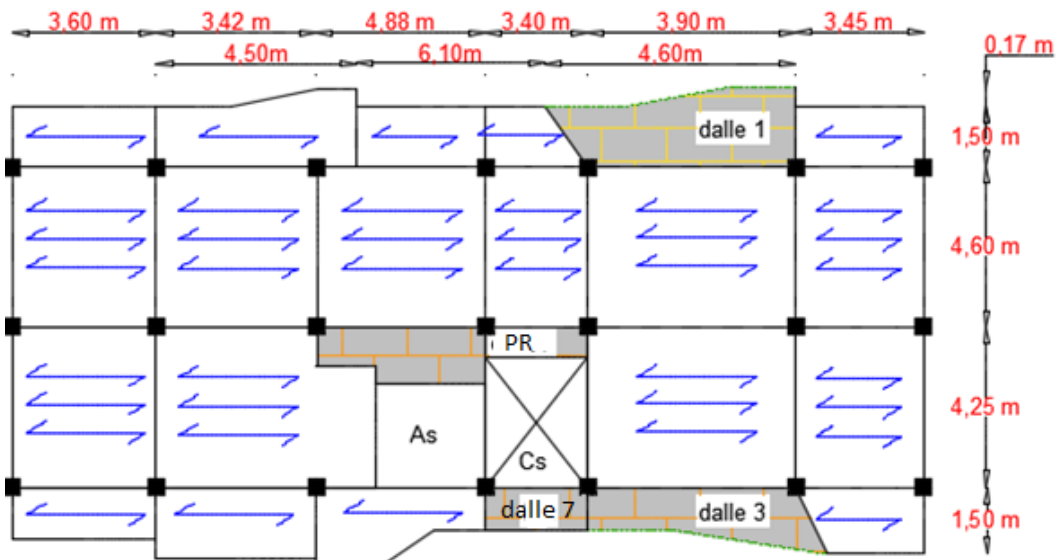


Figure II. 4. disposition des poutrelles dans les différents niveaux

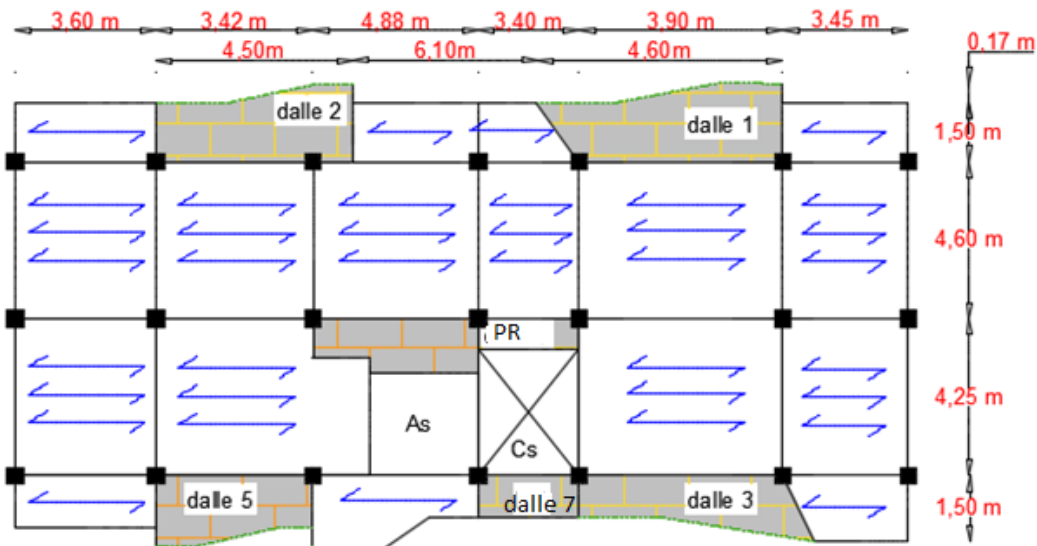
- Etage courant de 1<sup>er</sup> étage au 6<sup>me</sup> étage



- 7<sup>me</sup> étage



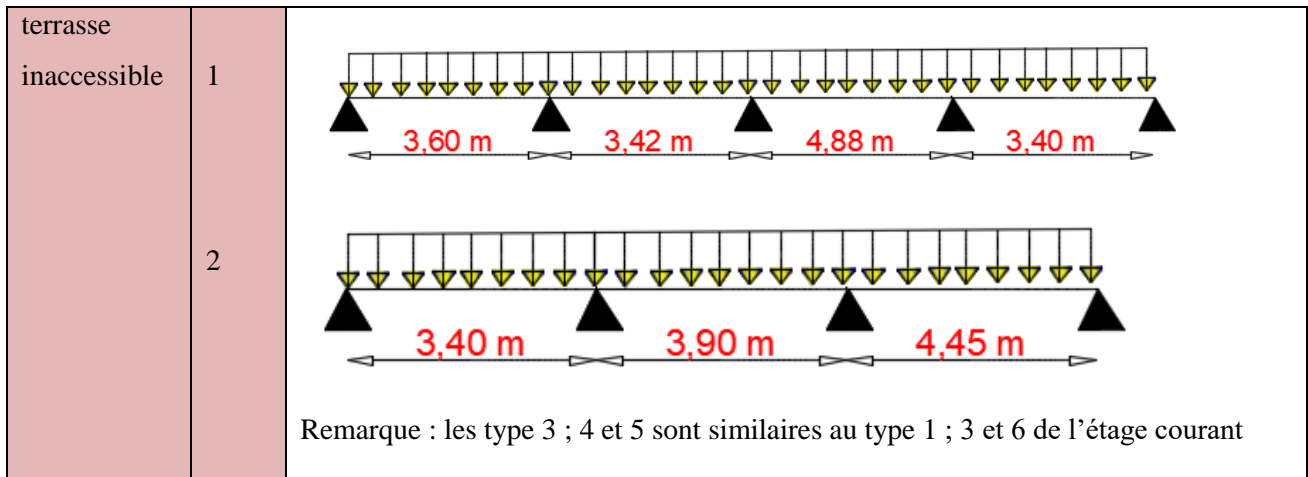
- 8<sup>me</sup> étage



II.6.1.2. Les différents types de poutrelles :

Tableau II. 6 Différents types de poutrelles

ETAGES	TYP ES	Schéma statique
habitation	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
	6	
	7	



**II.6.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

NATURE	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			1.35 G+1.5Q		G+Q	
			P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN /m) 0.65*P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN /m) 0.65 P <sub>s</sub>
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.43	1	10.18	6.62	7.43	4.82
<b>habitation</b>	5.4	1.5	9.54	6.20	6.9	4.48

**II.6.1.4.Calcul des sollicitations :**

• **Exemple illustratif :**

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer une seule méthode [méthode Caquot minorée] -(le type (1) du plancher courant), et les autres types seront résumés dans des tableaux.

❖ **Type (1) : étage à usage d'habitation :**

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 artB6.2.21).**

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$ )
- $Q=1.5KN/m^2 \leq \min (10.46, 5KN/m^2)$ .....condition vérifiée.
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .  
 $3.42/4.88=0.672 < 0.8$ .....condition non vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

**NOTE :** Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que tous

les types seront calculés par la méthode forfaitaire sauf le type(2) d'étage de service qui sera calculé par la méthode de Caquot minorée.

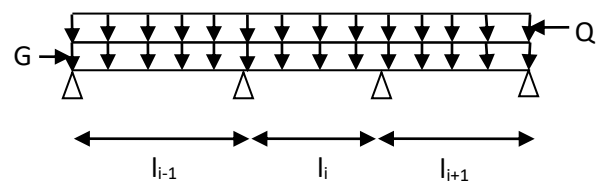
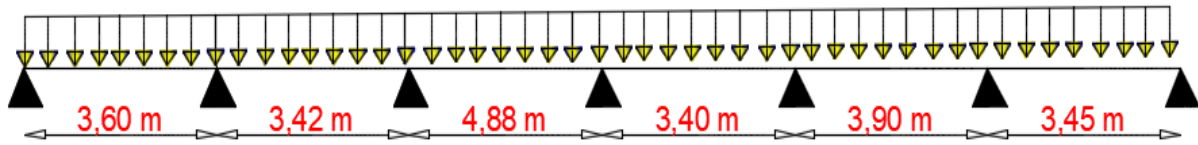


Figure II. 5: Schéma statique d'une Poutre continue

✓ **Méthode de Caquot minorée :**

Cette méthode s'applique lorsque la 2<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

**Type 1 :**



**Figure II. 6 Schéma statique d'une poutrelle sur 07 appuis**

**NOTE :** on minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G »

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3} * (5.4) = 3.6 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- $P'_u = 1.35G' + 1.5Q = 7.11 \text{ KN/m}^2$
- $P'_s = G' + Q = 5.1 \text{ KN/m}^2$
- $q'_u = P'_u * 0.65 = 4.62 \text{ KN/m}$
- $q'_s = P'_s * 0.65 = 3.31 \text{ KN/m}$

• **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_G = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif  $M = - 0.15 M_0$ , tel que

$$M_0^U = \frac{4.62 * 3.60^2}{8} = 7.48 \text{ KN.m} \quad M_0^S = \frac{qL^2}{8}, L = \max(l_{AB}, l_{FG}) = 3.60 \text{ m} \quad M_0^S = \frac{3.31 * 3.60^2}{8} = 5.36 \text{ KN.m}$$

**ELU:**  $M_A^U = M_G^U = -1.12 \text{ KN.m}$

**ELS:**  $M_A^S = M_G^S = -0.80 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

$$M_i = -q' \left( \frac{l_g^3 + l_d^3}{8.5(l_g + l_d)} \right)$$

$$(q'_g = q'_d = q')l' = \begin{cases} l, \text{ travée de rive} \\ 0.8l, \text{ travée intermédiaire} \end{cases}$$

- ✓  $l$ : longueur de la travée.
- ✓  $l'_g$ : Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.
- ✓  $l'_d$ : Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.
- ✓  $l'_d = 0.8 * 3.42 = 2.73 \text{ m}$
- ✓  $l'_g = 3.60 \text{ m}$

Appui (B) :

$$\begin{cases} ELU : M_B^U = -4.62 * \left( \frac{3.60^3 + 2.73^3}{8.5(3.60 + 2.73)} \right) = -5.76 \text{ KN.m} \\ ELS : M_B^S = -3.31 * \left( \frac{3.60^3 + 2.73^3}{8.5(3.60 + 2.73)} \right) = -4.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui (C) :

$$\begin{cases} ELU : M_C^U = -4.62 * \left( \frac{2.73^3 + 3.90^3}{8.5(2.73 + 3.90)} \right) = -6.55 \text{ KN.m} \\ ELS : M_C^S = -3.31 * \left( \frac{2.73^3 + 3.90^3}{8.5(2.73 + 3.90)} \right) = -4.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$l'_g = 0.8 * 3.42 = 2.73 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 * 4.88 = 3.90 \text{ m}$$

Appui (D) :

$$\begin{cases} ELU : M_D^U = -4.62 * \left( \frac{3.90^3 + 2.72^3}{8.5(3.90 + 2.72)} \right) = -6.53 \text{ KN.m} \\ ELS : M_D^S = -3.31 * \left( \frac{3.90^3 + 2.72^3}{8.5(3.90 + 2.72)} \right) = -4.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$l'_g = 0.8 * 4.88 = 3.90 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 * 3.40 = 2.72 \text{ m}$$

▪ **Moments en travées:**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

Chargement réparti  $M_0$ : moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{qx}{2} (l - x), X = \frac{l}{2} - \left( \frac{M_g - M_d}{q * l} \right)$$

- ✓  $l$ : longueur de la travée considérée.
- ✓  $M_g$ : Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considéré.
- ✓  $M_d$ : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considéré.

Travée (AB) :  $L = 3.60$  ;  $x = \frac{3.60}{2} - \left( \frac{0 - (-5.76)}{6.20 * 3.60} \right) = 1.54 \text{ m}$

ELU  $M_0(x) = \frac{6.20 * 1.54}{2} (3.60 - 1.54) = 9.83 \text{ KN.m}$

$$M_{AB}^U = 9.83 + 0 + (-5.76) * \left( \frac{1.54}{3.60} \right) = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{3.60}{2} - \left( \frac{0 - (-4.12)}{6.20 * 3.60} \right) = 1.61 \text{ m}$$



$$\underline{\text{ELS}} \quad M_0(x) = \frac{4.48 \cdot 1.61}{2} (3.60 - 1.61) = 7.17 \text{KN.m}$$

$$M_{AB}^S = 7.17 + 0 + (-4.12) \cdot \left(\frac{1.61}{3.60}\right) = 5.32 \text{KN.m}$$

$$\underline{\text{Travée (BC)}} : L=3.42\text{m} \quad x = \frac{3.42}{2} \cdot \left(\frac{-5.76 - (-6.55)}{6.20 \cdot 3.42}\right) = 1.67\text{m}$$

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_0(x) = \frac{6.20 \cdot 1.67}{2} (3.42 - 1.67) = 9.05 \text{KN.m}$$

$$M_{BC}^U = 9.05 + (-5.76) \cdot \left(1 - \frac{1.67}{3.42}\right) - 6.55 \cdot \frac{1.67}{3.42} = 2.90 \text{KN.m}$$

$$x = \frac{3.42}{2} \cdot \left(\frac{-4.12 - (-4.67)}{6.20 \cdot 3.42}\right) = 1.68\text{m}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_0(x) = \frac{4.48 \cdot 1.68}{2} (3.42 - 1.68) = 6.54 \text{KN.m}$$

$$M_{BC}^S = 6.54 + (-4.12) \cdot \left(1 - \frac{1.68}{3.42}\right) - 4.67 \cdot \frac{1.68}{3.42} = 2.14 \text{KN.m}$$

$$\underline{\text{Travée (CD)}} : L=4.88\text{m} \quad x = \frac{4.88}{2} \cdot \left(\frac{-6.55 - (-6.53)}{6.20 \cdot 4.88}\right) = 2.44\text{m}$$

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_0(x) = \frac{6.20 \cdot 2.44}{2} (4.88 - 2.44) = 18.45 \text{KN.m}$$

$$x = \frac{4.88}{2} \cdot \left(\frac{-4.67 - (-4.66)}{6.20 \cdot 4.88}\right) = 2.44\text{m}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_0(x) = \frac{4.48 \cdot 2.44}{2} (4.88 - 2.44) = 13.33 \text{KN.m}$$

$$M_{BC}^S = 13.33 + (-4.67) \cdot \left(1 - \frac{2.44}{4.88}\right) - 4.66 \cdot \frac{2.44}{4.88} = 8.70 \text{KN.m}$$

**Tableau II. 8 : Les résultats des moments des autres travées et appuis du type 1**

<u>Travée</u>	$M_{tELU}$ KN.m	$M_{tELS}$ KN.m	$M_{aELU}$ KN.m	$M_{aELS}$ KN.m	$V_u$ KN
Travée(DE)	3.36	2.46	-4.70	-3.37	11.39
Travée(EF)	6.48	4.20	-5.91	-5.32	12.84
Travée (FG)	6.50	4.27	-1.12	-0.80	-8.54

✓ **Calcul des efforts tranchants:**

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right)$$

Travée(AB) : L=3.60m

$$V_A = \frac{6.20 \cdot 3.60}{2} - \left(\frac{-5.91 - 0}{3.60}\right) = 9.56 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6.20 \cdot 3.60}{2} - \left(\frac{-5.9 - 0}{3.60}\right) = -12.76 \text{KN}$$

Travée(BC) :L= 3.42m

$$V_B = \frac{6.20 \cdot 3.42}{2} + \left( \frac{-6.55 - (-5.76)}{3.42} \right) = 10.37 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{6.20 \cdot 3.42}{2} + \left( \frac{-6.55 - (-5.76)}{3.42} \right) = -10.83 \text{KN}$$

Travée(CD) :L= 4.88m

$$V_C = \frac{6.20 \cdot 4.88}{2} + \left( \frac{-6.53 - (-6.55)}{4.88} \right) = 15.13 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{6.20 \cdot 4.88}{2} + \left( \frac{-6.53 - (-6.55)}{4.88} \right) = -15.12 \text{KN}$$

➤ Plancher étage courant :

**Tableau II. 9: Les résultats des moments des autres travées et appuis du type 1**

sollicitations	$MT_{ELU}$	$MT_{ELS}$	$VU$	$Ma_{ELU}$	$Ma_{ELS}$	$Ma_{rive}$ <small>ELU</small>	$Ma_{rive}$ <small>ELS</small>
<b>TYPE 1</b>	11.91	8.70	15.13	-6.55	-4.67	-1.12	-0.80
<b>TYPE 2</b>	7.90	5.71	13.01	-6.19	-4.48	-1.54	-1.11
<b>TYPE 3</b>	7.68	5.55	-12.83	-6.02	-4.36	-1.50	-1.08
<b>TYPE 4</b>	9.02	6.52	13.90	-7.07	-5.11	-1.76	-1.27
<b>TYPE 5</b>	10.04	7.26	11.16	0	0	-1.50	-1.08
<b>TYPE 6</b>	9.22	6.67	10.67	0	0	-1.38	-1.00
<b>TYPE 7</b>	18.45	13.35	15.13	0	0	-2.76	-2.00

➤ Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II. 10 : Les résultats des moments des autres travées et appuis du type 1**

sollicitations	$MT_{ELU}$	$MT_{ELS}$	$VU$	$Ma_{ELU}$	$Ma_{ELS}$	$Ma_{rive}$ <small>ELU</small>	$Ma_{rive}$ <small>ELS</small>
<b>TYPE 1</b>	12.57	9.21	-16.31	-7.97	-5.83	-1.14	-0.83
<b>TYPE 2</b>	7.71	5.59	15.07	-6.67	-4.84	-1.56	-1.13
<b>TYPE 3</b>	12.99	9.51	16.14	-7.60	-5.16	-1.14	-0.83
<b>TYPE 4</b>	8.62	6.25	-15.54	-6.82	-4.95	-1.70	-1.29
<b>TYPE 5</b>	10.45	7.58	12.12	0	0	-1.56	-1.13

**II..6.1.4 Ferrailage des poutrelles :**

**Tableau II. 11 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage CORPS CREUX**

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	11.91	8.70
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-1.12	-0.80
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-6.55	-4.67
Effort tranchant (KN)	15.13	

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

♣ **Ferraillage des travées:**

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$ ,
- ✓  $M_u$ : Moment sollicitant de calcul = 11.91 KN.m
- ✓  $d = 18 \text{ cm}$ .

$$M_{Tu} = 14.2 \cdot 10^3 \cdot 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 11.91 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

⇒ *{ la table de compression n'est pas entièrement comprimée.  
l'axe neutre passe par la table de compression.*

Donc, calcul d'une section rectangulaire ( $b \cdot h_t$ )

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.91 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.18^2} = 0.0398 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$

- $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4 \alpha_l), \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$

Acier FeE400 ⇒  $\varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.392$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0398 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas :  $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$ .

La section d'armature en travée est définie par  $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$

- ✓  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ .

- ✓  $z = d(1 - 0.4 \alpha)$ .

- ✓  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.039)}}{0.8} = 0.050 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.050)$

$$\Leftrightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$\underline{\text{A.N.}}: A_T = \frac{11.91 \cdot 10^{-3}}{0.176 \cdot 348} = 1.94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

On choisit : 2HA12=2.26cm<sup>2</sup>

➤ **Condition de non fragilité**  $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

$$A_T = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

♣ Ferrailage des appuis intermédiaires :

Tableau II. 12 : calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 6.55 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>M_u &lt; 0</math></li> <li><math>\Rightarrow</math> Calcul d'une section (<math>b_0 * h_t</math>)</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.142 < 0.186$ (pivot A)	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li><math>A_{cal} = 1.13 \text{ cm}^2</math>.</li> <li><u>Choix</u> : on choisit 1HA 12=1.13cm<sup>2</sup></li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.142 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.192$	
$Z = 0.166$	
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{cal} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

♣ Ferrailage des appuis de rive :

Tableau II. 13 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 1.12 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>M_u &lt; 0</math></li> <li><math>\Rightarrow</math> Calcul d'une section (<math>b_0 * h_t</math>)</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.024 < 0.186$ (pivot A)	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li><math>A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2</math></li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.030$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_{cal} = 0.18 \text{ cm}^2</math>.</li> <li><math>A_{min} = 0.21 &gt; A_{cal} = 0.18</math></li> <li><u>Choix</u> : on choisit 1HA10=0.79cm<sup>2</sup></li> </ul>
$Z = 0.177$	

II.6.1.5 Vérifications :

❖ Vérification des contraintes :

FPN  $\Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  (contrainte admissible de l'acier).

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0) h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y"}.$$

• En travée :

✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 * 0.04^2}{2} - 15 * 2.26 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 4.6 * 10^{-5} \text{ m}$

✓  $H > 0 \Rightarrow$  calcul d'une Section en « b\*h ».

Tableau II. 14 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.038 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 8.023 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.13 \text{ MPa}$	

• Aux appuis intermédiaires :

- ✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65*0,04^2}{2} - 15 * 1,13 * 10^{-4}(0,18 - 0,04) = 2,82 * 10^{-4} \text{ m}$
- ✓  $H > 0 \Rightarrow$  calcul d'une section «  $b_0 * h$  ».

Tableau II. 15 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0612 \text{ m}$	$\sigma_b = 9.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 3.156 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 9.09 \text{ MPa}$	

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}}$$

A.N:

$$\tau_u = \frac{15.13 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.840 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

❖ Vérification de l'espacement «  $S_t$  » :

On fixe  $A_t = \text{étrier } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,57 \text{ cm}^2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad \textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} .$

$$\textcircled{3} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \left\{ \begin{array}{l} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow S_t \leq 33.40 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t \leq (S_{t\textcircled{1}}, S_{t\textcircled{2}}, S_{t\textcircled{3}}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} .$  Alors, on prend  $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}} .$

Commentaire: On utilise  $A_t = \text{étrier } \phi_6$  chaque espacement  $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}} .$

❖ **Vérification des armatures longitudinale « A<sub>l</sub> » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.26 + 0.79 = 3.05 cm^2.$$

$$A_l = 3.05 cm^2 \geq \frac{1,15}{400} * 15.13 * 10^{-3} = 0.54 cm^2$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left( V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.26 + 3.13 = 3.39 cm^2.$$

$$A_l = 3.39 cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 15.13 * 10^{-3} + \frac{(-11.91 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = 0.144 cm^2$$

⇒ condition vérifiée

**Commentaire :** Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}} \end{array} \right.$$

$$\checkmark a = 0.9d = 0.9 * 0.18 = 0.162m$$

A.N: a = 16.2 cm.

$$V_u = 15.13 KN \leq 108.135 KN$$

**Commentaire:** La bielle est vérifiée.

♣ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5cm .$$

$$\tau_u^1 = 0.96MPa < \bar{\tau}_u = 3.34 MPa$$

**Commentaire :** Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ \textcircled{2} A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ \textcircled{3} l \leq 8 m. \end{array} \right.$$

- ✓ h<sub>t</sub> : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓ M<sub>travée</sub><sup>max</sup> : Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓ A<sub>travée</sub> : Section d'armature dans la travée.
- ✓ l : Longueur de la travée maximale, l = 4.88m.
- ✓ M<sub>0</sub> : Moment isostatique.

- ❶  $h_t = 20 \text{ cm} < \frac{11.91 \cdot 10^{-3} \cdot 4.88}{15 \cdot 7 \cdot 10^{-3}} = 51.8 \text{ cm}.$
- ❷  $A_{travée} = 2.26 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 \cdot 0.1 \cdot 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2.$
- ❸  $l = 4.88 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Condition ❶ non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

$$\text{On a : } \begin{cases} f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5\text{m}. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5\text{m}. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓  $f_{ji}$  la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓  $f_{pi}$  la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓  $j$  : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓  $g$  : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓  $p$  : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = 2.80. \text{ KN/m}^2$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.4.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.4 + 1.5 = 6.9 \text{ KN/m}^2.$$

- **Evaluation des charges :**
- **Evaluation des moments :**

Tableau II. 16 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à $q_j$	$0.63 \left( \frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 3.41 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.63 \left( \frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 6.58 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.63 \left( \frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 8.40 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments d'inerties :**
- **Calcul des contraintes :**

Tableau II. 17 : calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 90.26 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 174.17 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 222.35 \text{ MPa}$
	$y = 0.0384 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right. \left. \right\}^0$$

Tableau II. 18 : coefficient $\mu$		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.012$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.44$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.65$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.72$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 3.41 \\ \lambda_v = 1.36 \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau II. 19 : Calcul des moments d'inerties fictives		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 8.06 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 6.26 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 1.07 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 5.83 * 10^{-5} m^4$

➤ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Tableau II. 20 : Vérification de la flèche		
$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	13.65mm
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	3.13mm
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	10.65 mm
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	7.77 mm
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	13.4mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	9.76 mm



Tableau II. 21 : Vérification de la flèche						Condition
$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	vérifiée
8.57	1.8	5.61	4.19	8.18	9.76	

pour le ferrailage choisit ( $A_{st}=2.26 \text{ cm}^2$ ) au niveau des poutrelle étage courant ne vérifiée pas la flèche Alors on augmente la section des acier:  $A_{st}=4HA12=4.52\text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à L'ELS. les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 22 : le calcul du ferrailage a l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible							
	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisit}(cm^2)$
En travée	12.99	0.043	0.055	0.176	2.12	1.41	<b>2HA12 =2.26</b>
En appuis intermédiaire	7.60	0.165	0.227	0.163	1.33	0.21	<b>2HA10 =1.57</b>
En appuis de rive	1.14	0.024	0.031	0.177	0.18	0.21	<b>1HA10 =0.79</b>

pour le ferrailage choisit ( $A_{st}=2.26 \text{ cm}^2$ ) au niveau des poutrelle terrasse inaccessible ne vérifiée pas la flèche Alors on augmente la section des acier:  $A_{st}=4HA12=4.52\text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 23 : Vérification de la flèche						Condition
$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	vérifiée
9.66	1.65	6.12	4.77	9.3	9.76	

### 1.6.1.6 Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

#### Barres perpendiculaire( $\perp$ ) aux poutrelles

$50 \text{ cm} \leq$  ente axe entre les poutrelles  $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ , donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

- ✓  $l_0 = 65 \text{ cm}$ .
- ✓  $f_e = 235 \text{ MPa}$ . Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »)
- ✓ A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/ml. \text{ avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

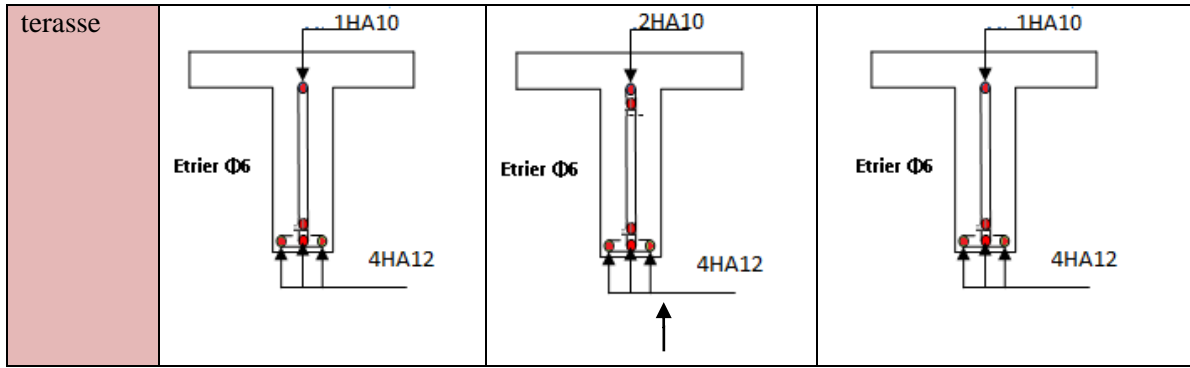
✓ Barres parallèle(⊥) aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis

plancher	Tableau II. 24 : Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Etage habitation			

soudés  $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2 \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$



**II.6.2. Plancher à dalle pleine : dalle sur 4 appuis,  $\rho = 0.89 > 0.4$**

- ✓ Critère de résistance :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ 
  - $e$  : épaisseur de la dalle.
  - $l_x$  : le plus petit côté du panneau de la dalle.
- ✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu,  $e \geq 11 \text{ cm}$

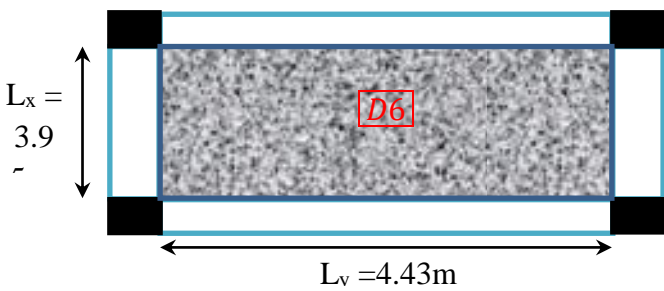


Figure II. 7 dalle sur 04 appuis

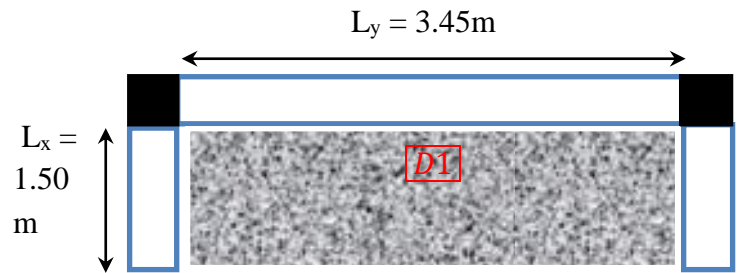


Figure II. 8.dalle sur 03 appuis

Donc ,  $e = 14 \text{ cm}$

Donc ,  $e = 12 \text{ cm}$

**Remarque :** on a plusieurs dalles sur 3 appuis qui diffèrent dans les dimensions

Tableau II. 25 : résumé des épaisseurs des dalles				
Type de dalle	$L_x$	$L_y$	$\rho$	Epaisseur
	cm	cm	cm	cm
Sur 03 appuis	1.30	4.95	0.26	12
Sur 03 appuis	1.1	2.97	0.37	12
Sur 03 appuis	1.20	4.43	0.27	12
Sur 03 appuis	1.30	4.50	0.28	12

Sur 03 appuis	1.40	2.95	0.47	12
---------------	------	------	------	----

Charges sur la dalle :  $G = 4.4 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ .
- ELS :  $q_s = G + Q$ .
- $L_x = 1.30 \text{ m}$ .
- $L_y = 4.50 \text{ m}$ .

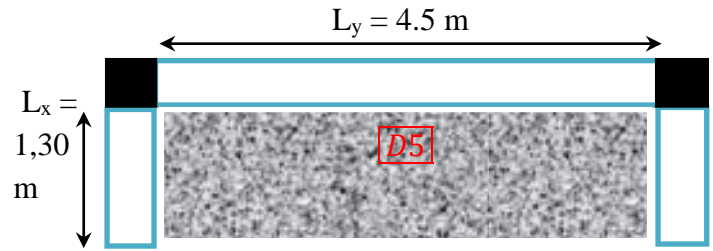


Figure II. 9. dalle sur 03 appuis

❖ Les moments :

On a:  $l_x = 1.30 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2.25 \text{ m}$ . Donc, 
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{11.19 * 1.30^2 * 4.5}{2} - \frac{2 * 11.19 * 1.30^3}{3} = 26.16 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.19 * 1.30^3}{6} = 4.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7.9 * 1.30^2 * 4.5}{2} - \frac{2 * 7.9 * 1.30^3}{3} = 13.44 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.9 * 1.30^3}{6} = 4.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

panneau de rive 
$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 19.62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.48 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 13.85 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^y = -1.22 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^y = -0.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = -13.08 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = -9.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 7.27 \text{ KN.m}$$

### III.6.2.1. Dalle D5 :

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 12 cm. Elle est située au niveau des planchers d'étages :

**NB :** D1, D2, D3 D4, D5 et D7 sont des dalles sur 3 appuis dont «  $l_x < \frac{l_y}{2}$  »,

D6 sont des panneaux sur 04 appuis

❖ Ferrailage de la travée :

Tableau II. 26 : calcul des sections de Ferrailage de la travée	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.138 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha x = 0,187$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_t^x = 6.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit 4 HA 12 +4 HA 8= <math>6.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}</math></li> </ul>
$z_x = 0.092 \text{ m}$	
$\alpha y = 0,0311$	
$z_y = 0.092 \text{ m}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_t^y = 1.013 \text{ cm}^2 / \text{ml}</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit 3 HA 10 <math>\text{cm}^2 / \text{ml} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}</math></li> </ul>
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = \rho * b * e =$ $.0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	$A_t = 6.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
	$\parallel L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ $\parallel L_y : S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

❖ Ferrailage des appuis de rive :

Tableau II. 27 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.00867$ $< 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.00867 < \mu_l$ $= 0.3916$	
$\alpha = 0.056$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{rive} = 0.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}</math>.</li> </ul>
$z = 0.099 \text{ m}$	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Choix</u> : on choisit 1HA 8 /ml= <math>0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}</math>.</li> <li>•</li> </ul>

Condition de non fragilité : $A_{min} =$	$A_{rive} = 0.50cm^2/ml > A_{min} = 0cm^2/ml$
	$S_t = 45cm$

❖ Ferrailage des appuis intermédiaires :

Tableau II. 28:calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D3)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0,064 < 0,186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>Dans ce cas : <math>\epsilon_l &lt; \epsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,082$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_{inter} = 3.24 cm^2/ml</math>.</li> <li><u>Choix</u> : on choisit 3HA 12 /ml= <math>3.39 cm^2/ml</math></li> </ul>
$z=0,116 m$	
Condition de non fragilité $A_{min} = 0.96cm^2/ml$ $A_{min}$	$A_{inter} = 3.39cm^2/ml > A_{min} = 0.96cm^2/ml$
	$S_t = 33 cm$

II.6.2.2. Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ \textcircled{2} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

❶ Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

✓ Panneau D3 :  $\textcircled{2} \tau_u = 0.0727 MPa < \bar{\tau}_u = 1.25 MPa$ .

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

II.6.2.3. Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 MPa$ (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 MPa$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

En travée :

$$\checkmark (\parallel L_x)$$

Tableau II. 29: Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.035m$	$\sigma_b = 8.84MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 5.56 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 0.267 MPa$	

Aux appuis : ( $\parallel L_y$ )

Tableau II. 30: Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0306 m$	$\sigma_b = 6.70MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 4.22 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 6.70 MPa$	

En travée :

➤ ( $\parallel L_y$ ):

Tableau II. 31: vérification des contraintes en travée ( $\parallel L_x$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0194 m$	$\sigma_b = 2.70 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 1.77 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 2.70MPa$	

➤ ( $\parallel L_y$ ):

Tableau II. 32: vérification des contraintes en appuis ( $\parallel L_y$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0115 m$	$\sigma_b = 1.56 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 1.716 * 10^{-5}m^4$	

❖ **Récapitulation :**

$$\textcircled{1} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right] \textcircled{2} A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

❖ **Panneau D3:**

• ( $\parallel L_x$ ):

$$e = 12 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.042L_x)]$$

$$A_t^x = 0.0056 > 0.005 \text{ m}^2 \text{ non vérifie}$$

**Conclusion :** Il faut vérifier la flèche.

➤ **PanneauD3:( $\parallel L_y$ )**

$$\text{On a: } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓  $f_{ji}$  la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓  $f_{pi}$  la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓  $j$  : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓  $g$  : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓  $p$  : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

➤ **Panneau D5** : ( $\parallel L_x$ )

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.4 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 3.5 = 7.9 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1.3 * 3 = 3.9 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1.3 * 4.4 = 5.72 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.3 * 7.9 = 10.29 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Tableau II. 33: Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à $q_j$	$0.75 * \left[ q_j \left( \frac{l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * l_x^3}{3} \right) \right]$	$M_j = 6.83 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.75 * \left[ q_g \left( \frac{l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * l_x^3}{3} \right) \right]$	$M_g = 10.03 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.75 * \left[ q_p \left( \frac{l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * l_x^3}{3} \right) \right]$	$M_p = 18.04 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} = 0.059$$





$$I_0 = \frac{1 * 0.12^3}{12} + (1 * 0.12) \left( \frac{0.12}{2} - 0.059 \right) + 15 * 6.53 * 10^{-4} * (0.1 - 0.059) = 0.00015m^4$$

✓ Calcul des contraintes :

Tableau II. 34: calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I}$	$\sigma_j = 118.79MPa$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I}$	$\sigma_g = 174.22MPa$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I}$	$\sigma_p = 313.43MPa$
	$y = 0.035 m$ Position de l'axe neutre	

✓ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \end{array} \right. , \quad \begin{cases} \lambda_i = 3.21 \\ \lambda_v = 1.28 \end{cases}$$

Tableau II. 35 : coefficient $\mu$		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00653$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.293$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.447$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.642$

✓ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau II. 36: Calcul des moments d'inerties fictives		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{fji} = 9.03 * 10^{-5}m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{fgi} = 7.20 * 10^{-5}m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{fgv} = 1.11 * 10^{-4}m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{fpi} = 5.72 * 10^{-5}m^4$

✓ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32456.59 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10818.86 \text{ MPA}$$

Tableau II. 37: Vérification de la flèche		
$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	1.65mm
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	0.48 mm
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	1.92 mm
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	0.87 mm
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	2.26 mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	2.6 mm

**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

Tableau II. 38: sollicitations et ferrailage des dalles D1, D2, D3, D4, D6, D7.											
paneaux	$M_t^x (KN.m)$	$M_t^y (KN.m)$	$M_a^x (KN.m)$	$M_a^y (KN.m)$	Achoisie travée		Achoisie appuis		Amin		$S_t$ cm
					cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	
					xx	yy	xx	yy	xx	yy	
D1	13.69	5.35	9.12	1.88	4.52	1.56	3.14	1.57	1.23	0.96	25
D2	22.81	3.48	15.20	1.22	8.01	1.57	5.65	1.01	0.96	0.96	25
D3	7.03	2.01	5.08	0.744	2.36	0.79	2.01	0.50	0.96	0	33
D4	17.10	2.73	11.40	0.96	5.65	0.79	3.93	0.50	0.96	0	25
D6	4.83	3.69	3.22	2.46	1.51	1.51	1.51	1.51	1.18	1.12	25
D7	8.91	4.43	5.98	1.53	3.14	1.75	2.36	1.51	1.21	0.96	25

Tableau II. 39: Vérification des contraintes												
	Vérification des contraintes en travée xx						Vérification des contraintes yy					
	y m	$I * 10$ m <sup>4</sup>	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	observation	$M_{t,ELS}$	y	$I * 10$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	observation	$M_{t,ELS}$
D1	0.036	4.22*10	7.02	15	vérifiée	9.66	0.019	1.77	4.14	15	vérifiée	3.77
D2	0.038	6.44	9.60	15	vérifiée	16.10	0.019	1.73	2.70	15	vérifiée	2.45
D3	0.023	2.49	5.02	15	vérifiée	5.38	0.014	9.67	1.93	15	vérifiée	1.49
D4	0.033	5	8.10	15	vérifiée	12.07	0.014	9.67	2.84	15	vérifiée	1.93
D6	0.021	2.5	3.36	15	vérifiée	4.02	0.02	2.5	2.81	15	vérifiée	3.36
D7	0.026	3.16	5.23	15	vérifiée	6.29	0.020	1.94	3.22	15	vérifiée	3.07

Tableau II. 40 : Vérification des contraintes en appuis xx						
	$\gamma?$	$I * 10$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	observation	$M_{a\ ELS}$
D1	0.026	3.16	5.36	15	vérifiée	6.44
D2	0.033	5	7.20	15	vérifiée	10.73
D3	0.021	2.19	3.56	15	vérifiée	3.59
D4	0.028	3.78	6.15	15	vérifiée	8.04
D6	2.68	2.52	3.36	15	vérifiée	2.68
D7	0.023	2.50	3.90	15	vérifiée	4.17

Tableau II. 41 : Vérification de la flèche						
panneaux	$f_{gv}mm$	$f_{ji}mm$	$f_{pi}mm$	$f_{gi}mm$	$\Delta fmm$	$f_{admissible}mm$
D2	1.55	0.44	2.70	0.78	2.38	2.6
D6	1.72	0.41	0.75	0.57	1.48	7.9

**II.6.3 Escaliers**

Dans notre projet, on distingue un seul type d'escaliers

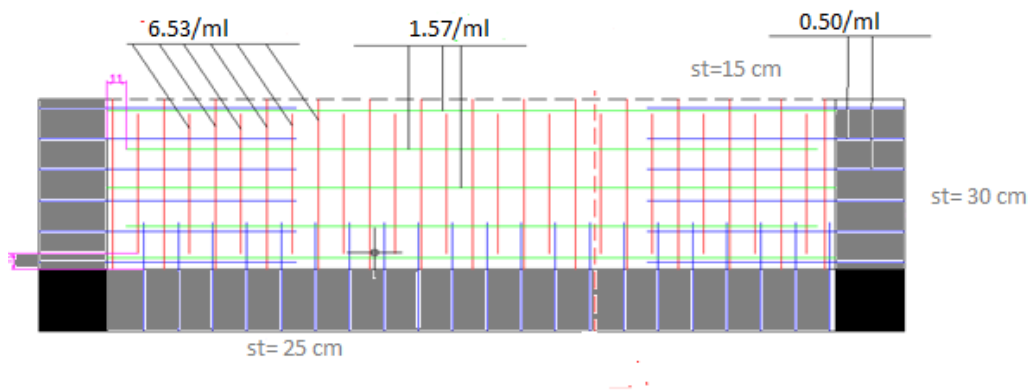


Figure II. 10.: schéma de ferrailage de D5

**II.6.3 Escaliers**

Dans notre projet, on distingue un seul type d'escaliers

- $L_p$  : longueur du palier
- $L$  : retombé de la volée.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $L_v$  : longueur de la volée.
- $h$  : hauteur de la contremarche.
- $g$  : giron

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- la formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65cm$$

Avec :

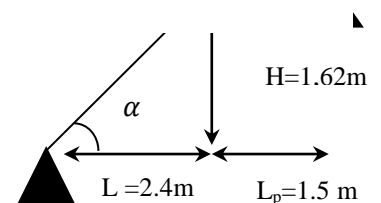


Figure II. 11: schéma statique des escaliers

$h=H/n$  : nombre de contre marches  
 $g =L/(n-1)$   $n-1$  : nombre de marches.

En résolvant l'équation :  $64 n^2 - (64+2H+L) n+2H= 0$ , on retrouvera le nombre de contre marches.

- Escalier droit à 2 volées

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.84 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 4.35 \text{ m. (L': longueur developpée de l'appuis jusqu'à l'appuis)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 14.5 \text{ cm} \leq e \leq 21.75 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \text{ Donc, l'épaisseur de la paillasse est : } 15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ, \quad \begin{cases} n = 9 \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

**Tableau II. 42: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.**

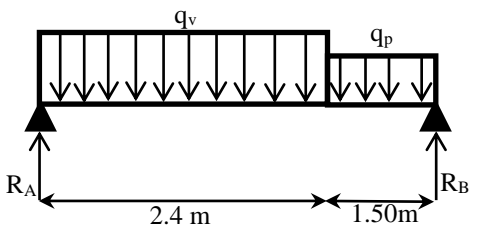
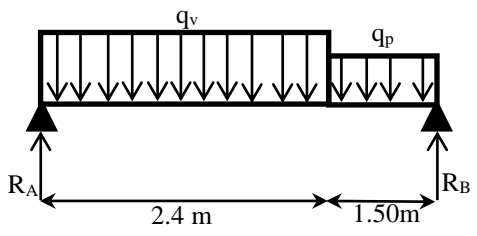
Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	25	0.15	3.75	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	22	0.02	0.44	
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	<b>5.23</b>	

**Tableau II. 43: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.**

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage H</b>	22	0.02	0.44	<b>2.5</b>
<b>Revêtement en carrelage V</b>	22	0.02 h/g	0,249	
<b>Mortier de pose H</b>	20	0.02	0.4	
<b>Mortier de pose V</b>	20	0.02 h/g	0.0113	
<b>Marches</b>	22	h/2	1.87	
<b>Paillasse</b>	25	0.15/cos(32.52°)	4.44	
<b>Enduit en ciment</b>	20	0.02	0.4	
<b>Garde de</b>			0.8	

corps				
	Total	Epaisseur 15cm	8.61	2.5

II.6.3.1 Etude des différents types d'escaliers :

Tableau II. 44: Sollicitations dans l'escalier de l'entre sol (Type 1)	
Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;"><b>ELU</b></p> <p><math>q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}</math>  <math>q_v = 15.37 \text{ KN/ml.}</math></p>	
Réactions aux appuis	Sollicitations
$R_A = 28.67 \text{ KN.}$ $R_B = 24.46 \text{ KN.}$	<p><u>Tronçon [0 – 2.4] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 28.67 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.4, \begin{cases} V = -8.21 \text{ KN.} \\ M = 24.54 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.86 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 26.73 \text{ KN.m}$
Sollicitation maximales	<p><u>Trançon[0 – 1.50] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 24.46 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.50, \begin{cases} V = 8.31 \text{ KN.} \\ M = 24.50 \text{ KN.m.} \end{cases}$
$M^{max} = 26.73 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.85 * M^{max} = 22.72 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.4 * M^{max} = -10.69 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 28.67 \text{ KN.m}$	

➤ Ferrailage :

Tableau II. 45: Ferrailage de l'escalier							
Nature	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{calculée}$ $cm^2/ml$	$A_{choisie}$ $cm^2/ml$	$A_r$ $cm^2/ml$	$A_r$ $cm^2/ml$
<b>ESCALIER DROIT</b>	<b>Travée (St=25cm)</b>						
	0.0946	0.124	0.123	5.30	5HA12=5.65	1.13	3HA8=1.51
	<b>Appuis (St=25cm)</b>						
	0.044	0.056	0.127	2.41	4HA10=3.14	0.49	3HA8=1.51
<b><math>A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/ml</math></b>							

♣ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma b}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

♣ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 16.37 \text{ KN.m} , M_a^s = -7.70 \text{ KN.m} , M_0^x = 19.26 \text{ KN.m}$$

En travée :

Tableau II. 46: Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,039 \text{ m}$	$\sigma_b = 7.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 8.99 * 10^{-5} \text{ m}^4$	

Aux appuis :

Tableau II. 47: Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0305 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5.60 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.20 \text{ MPa}$	

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.084(2.4 + 1.50) = 0.32\text{m}.$$

La condition  $\textcircled{1}$  n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}. \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5\text{m}. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5\text{m}. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$

- ✓  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓  $f_{ji}$  la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓  $f_{pi}$  la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓  $j$  : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓  $g$  : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓  $p$  : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.46 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 8.61 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 11.11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_j = 6.87 \text{ KN.m} \\ M_g = 12.34 \text{ KN.m} \\ M_p = 16.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des contraintes :

Tableau II. 48: calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I}$	$\sigma_j = 104.02 MPa$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I}$	$\sigma_g = 186.87 MPa$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I}$	$\sigma_p = 247.69 MPa$
	$y = 0.039 m$ Position de l'axe neutre	

➤ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 4.83 \\ \lambda_v = 1.93 \end{cases} \right.$$

Tableau II. 49: coefficient $\mu$		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00346$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.0597$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.312$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.426$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau II. 50: Calcul des moments d'inerties fictives		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 16224 cm$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 83230 cm$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 13027 cm$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 68325 cm$

$$E_i = 32456.59 MPa, \quad E_v = 10818.86 MPa$$

Tableau II. 51: Vérification de la flèche

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	0.1300 cm
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	0.019 cm
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	0.112 cm
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	0.069 cm
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	0.156 cm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	0.78 cm

**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

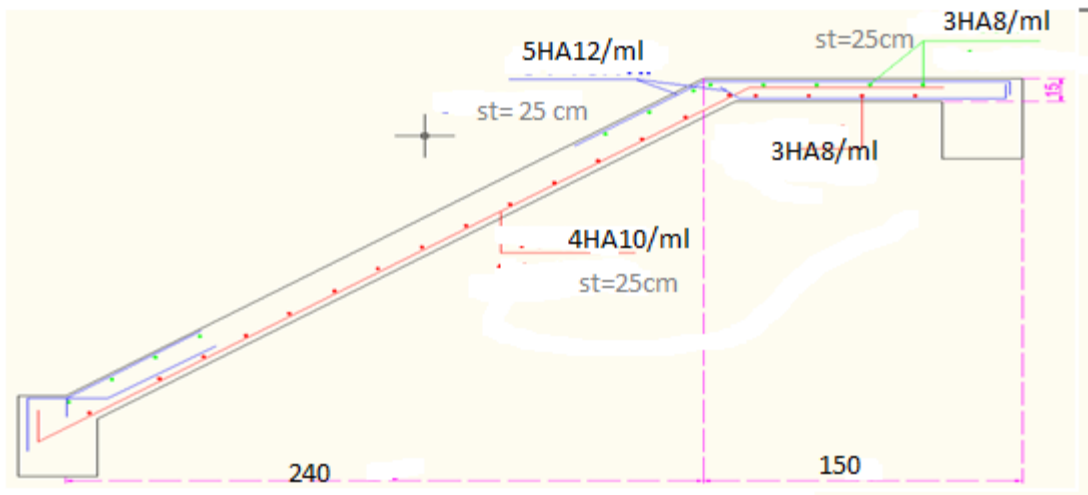


Figure II. 12: ferrailage des escaliers

**II.6.3.2 Poutre palière :**

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

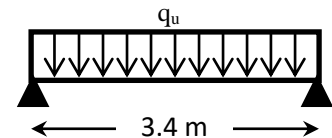


Figure II. 13: poutre palière

**II.6.3.2.1 Dimensionnement :**

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

Alors,  $\begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:



$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$

**II.6.3.2.2 Calcul de la poutre palière :**

- **Charge revenant à la poutre palière :**

✓ Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$ .

✓ Charge revenant à l'escalier :  $\begin{cases} ELU: 27.22 \text{ KN/ml} \\ ELS: 19.62 \text{ KN/m} \end{cases}$

Alors,  $\begin{cases} q_u = (1.35 * 2.25) + 24.46 = 27.49 \text{ KN/ml} \\ q_s = 2.25 + 17.59 = 19.84 \text{ KN/ml} \end{cases}$

- **Sollicitations :**

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 39.72 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 46.73 \text{ KN}$$

Tableau II. 52: sollicitation dans la poutre palière	
Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 33.76 \text{ KN.m}$
Aux appuis	$-0.4 * M^{max} = 15.88 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage à la flexion simple :**

- **Armature longitudinale :**

Tableau II. 53: calcul des sections de Ferraillage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 33.76 \text{ KN.m}$	$A_{CAL} = 3.66 \text{ cm}^2$  <b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.014 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.101 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10\%$	
$\mu_{bu} = 0.101 < \mu_t = 0,3916$	
$\alpha = 0.133$	
$z = 0,265 \text{ m}$	

Tableau II. 54: calcul des sections de Ferraillage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = 15.88 \text{ KN.m}$	$A_{CAL} = 1.67 \text{ cm}^2$  <b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.014 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.047 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10\%$	
$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_t = 0,3916$	
$\alpha = 0,061$	
$z = 0,273 \text{ m}$	

- **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45$$

Avec  $S_t = 15\text{cm}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.55\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}, \text{FPN}$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

- Ferrailage à la torsion :

On définit «  $\Omega$  », l'aire de torsion, par une section creuse à mi-épaisseur «  $e$  » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

Donc,  $e = 0.05\text{m} \Rightarrow \Omega = 0.0625\text{m}^2$ .

On définit «  $\mu$  » comme étant le périmètre de «  $\Omega$  » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 1\text{m}.$$

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier. Donc

$$M_{tor} = 18.63\text{KN.m}$$

- ✓  $\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 2.98\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}, \text{FPN}$

✓

- Armature longitudinale et transversale :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

- Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{18.63 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400}$$

$$A_l = 4.28\text{cm}^2$$

- Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{18.63 * 10^{-3} * 0.15 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400}$$

$$A_t = 0.64\text{cm}^2$$

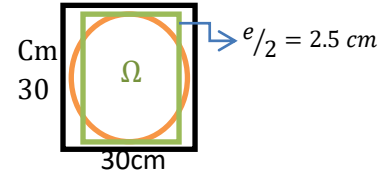


Figure II. 14: Section considérée dans le calcul de torsion

**Note :** La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

	Tableau II. 55: Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion		
	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	33.76	15.88	18.63
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	3.66	1.67	4.28
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.45		0.64
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.55		2.98

Tableau II. 56 : Section d'armature en travée et aux appuis							
	Flexion simple		Torsion	A <sub>Total</sub>		A <sub>opté</sub>	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	3.66	1.67	4.28	3.66 4.28 + $\frac{\quad}{2}$ = 5.8	1.67 4.28 + $\frac{\quad}{2}$ = 3.81	6HA12 =6.79	Tapez une 4HA12 = 4.52
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.45		0.64	0.45+0.64 = 1.09		4φ <sub>8</sub> = 2.01cm <sup>2</sup> (2 cadre φ <sub>8</sub> ) S <sub>t</sub> = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 4.5 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 9.61 \text{ cm}^2$$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 1.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

- Vérification des contraintes :

$$M_t^{ser} = 32.35 \text{ KN.m}$$

Tableau II. 57: Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
y = 10.80cm	$\sigma_b = 6.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = \text{MPa}$
I = 42728cm <sup>4</sup>	
$\sigma_b = 6.16 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 15.22 \text{ KN.m}$$

Tableau II. 58: Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
y = 9.21	$\sigma_b = 3.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 3175cm <sup>4</sup>	
$\sigma_b = 3.32 \text{ MPa}$	

- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) \right] = 0.085 \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.30 \text{ m} > 0.085(3.4) = 0.288 \text{ m}.$$

$$\textcircled{2} A_t = 6.79 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2$$

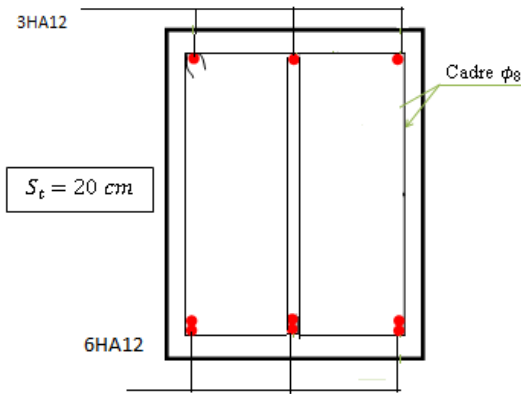


Figure II. 15: ferraillage de la poutre palière

**II.6.4 Acrotère :**

L’acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d’empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu’un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Les charges revenantes à l’acrotère sont résumées dans ce qui suit :

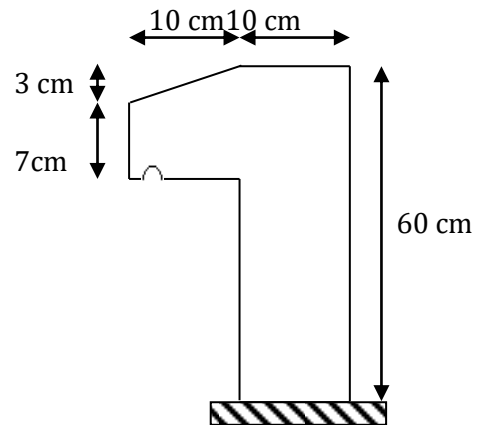


Figure II. 16: Schémas de l’acrotère

**II.6.4.1 Hypothèses de calcul :**

- L’acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

**II.6.4.1.1 Évaluation des charges et surcharges :**

➤ Verticales :

Tableau II. 59: Charges et surcharges.					
Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment intérieur KN/ml	Enduit ciment extérieur	G KN/ml	Q (KN/ml)

			KN/ml		
0,069	1,725	$0,015 * 0,6 * 18 * 1 = 0,162$	$18 * 0,02 * 0,6 * 1 = 0,22$	2,092	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

$F_p$  : une force horizontale due au séisme

- ✓ **A :** Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).
- ✓ **W<sub>p</sub> :** poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,092KN / ml. \end{cases}$$

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,092 \Rightarrow F_p = 1,01KN$$

Donc :

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

**II.6.4.1.2 Calcul des sollicitations :**

**A. Calcul du centre de pression :**

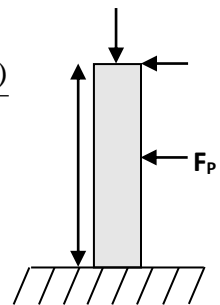
$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_c = 0,0620m$$

$$y_c = 0,30m$$



**Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2,092KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m.$$

$$F_p = 1,01KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1,01 * 0,30 \Rightarrow M_{F_p} = 0,323KN.m.$$

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau II. 60: Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F <sub>p</sub>	1,35*G + 1,5*Q	G+Q

N (KN)	2.092	2,82	2,092
M (KN)	0.923	0,9	0,6

**II.6.4.1.3 Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,923}{2,092} = 0.44m$$

$$\frac{H}{6} = 0.1m$$

}  $\rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

$e_2 = e_1 + e_a$  ; Tel que  $e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

d'où :  $e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots BAEL91$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.026m.$$

d'où :  $e_t = e_2 + e_3 = 0,46 + 0,026 = 0,48m$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.82 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.82 * 0.48 = 1,35 \text{ KN.}$$

**II.6.4.1.4 Ferrailage :**

**A. ELU :**

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓  $M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 1,35 + 2,82 * (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,43 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,0157 < \mu_t = 0,392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où :  $A's = 0$ .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} = 0,019$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,0793$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1,43 * 10^{-3}}{0,0793 * 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,52 * 10^{-4} - \frac{2,82 * 10^{-3}}{48} = 0,43 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  on adopte  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• Espacement :

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q \rightarrow V_u = 1,01 + 1 = 2,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,01 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.53cm$$

$$\tau_{se} = \frac{0,00201}{0.9 * 0.08 * 7.53 * 10^{-2}} = 0.370MPa$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83MPa$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**B. ELS : (vérification des contraintes).**

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - h/2) = \frac{0.6}{2.092} + (0,08 - 0,1/2) = 0.31m$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0,31 = 0,23m$$

➡ **C** à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.23^2 + (0.08 - 0.23) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.16 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.23^3 + (0.08 - 0.23)^3 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0,106 \text{ m}^3 \end{cases}$$

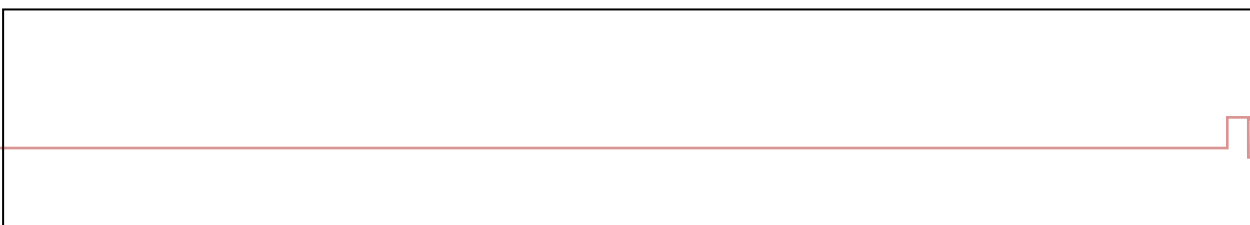
Par itération  $y_c = 0.62m$ . Donc,  $y = 0.39m$

✓ **Calcul des contraintes :**

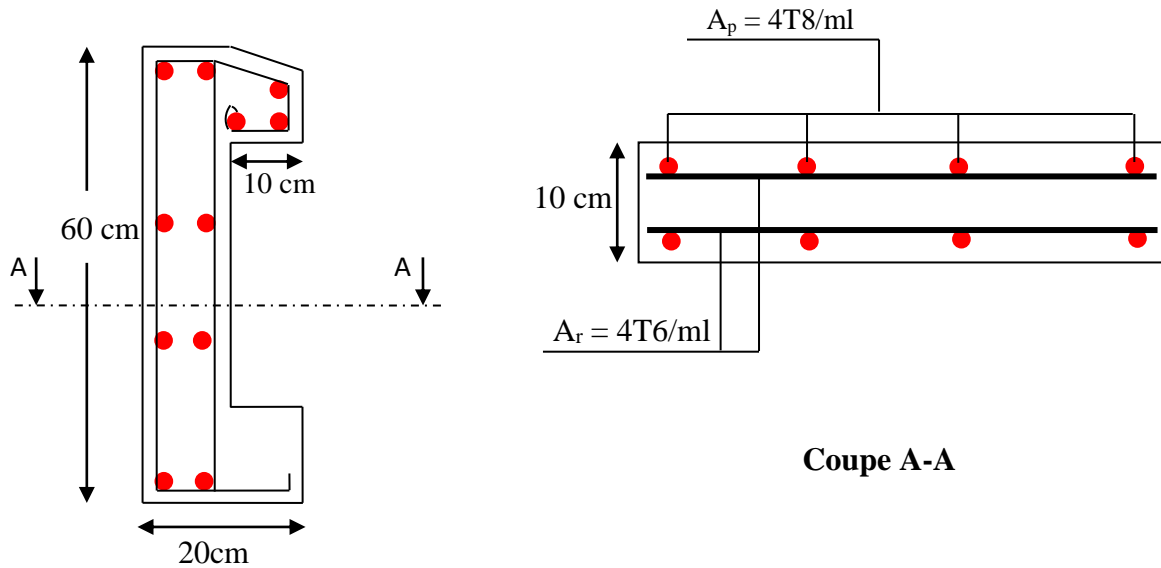
$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 0,050m \text{ é}\&^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} * y = 4,68MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = -0,058MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

**II6.4.1. 5 Schéma de Ferrailage :**







### III.8. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

#### II.6.6. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

#### II.6.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

##### ➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L=180\text{cm}$  Longueur de l'ascenseur

$L_{\text{ar}}=160\text{cm}$  largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$ : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à l'ascenseur.

$P_{perssonnes} = 6.3KN$  : La charge nominale.

$V = 1.00m/s$  : La vitesse.

**II 6.6.1. 1 Etude de l'ascenseur :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a :  $L_x = 160cm$  ,  $L_y = 180cm \Rightarrow S = 1.60 * 1.80 = 2.88m$

Soit alors son épaisseur est **e=14cm**.

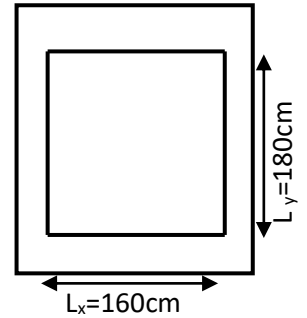
➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$G_1 = 25 * 0.14 = 3,5 KN/m^2$  : Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 * 0.04 = 0,88 KN/m^2$  : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 4,38 KN/m^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.88} = 35,41 KN/m^2$$



$G_{total} = G + G' = 4,38 + 35,41 = 39.79KN/m^2$  Et  $Q = 1 KN/m^2$  **Figure II. 19: Les dimensions de l'ascenseur.**

**A. Cas de charge repartie :**

• **A l'ELU :**

✓ **Calcul les sollicitations :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 39,79 + 1.5 * 1 = 55,21 KN$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

➤ **Calcul les sollicitations à ELU :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0476 * 55,21 * 1.6^2 = 6.72 KN.m$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.7438 * 6.72 = 5KN.m$$

▪ **Calcul les moments réelles :**

En travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.72 = 5.71KN.m \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5 = 4.25 KN.m \end{cases}$

En appuis :  $M_a = -0.4 * M_x^0 = -0,3 * 6,72 = -2,01 KN.m$

▪ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 61: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).**

Sens	$M_u (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{opté} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Travée x-x	5,71	0.027	0.034	0,118	1,39	4HA8=2.01	$St \leq \min (2e, 25cm)$ St=25
Travée y-y	4,25	0.020	0.025	0,118	1,03	4HA8=2.01	$St \leq \min (2e, 25cm)$ St=25
Appuis	2.01	0.0098	0.012	0,119	0.48	3HA8=1.51	25cm

- **Vérification a l'ELU:**
- ✓ **Condition de non fragilité :**
- **En travée :**

On a des HAf<sub>e</sub>E400 ⇒ ρ<sub>0</sub> = 0.0008

Avec h<sub>0</sub> = e = 14 cm, b = 100cm et ρ = 0,88

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,88 \\ e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e = 0.0008 * \left( \frac{3 - 0.88}{2} \right) * 100 * 14$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = 4HA8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 4HA8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4HA8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **En appuis :** A<sub>a</sub> = 3HA8/ml = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml > A<sub>a</sub><sup>min</sup> = 1,12 cm<sup>2</sup>/ml  
La condition est vérifiée

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

ρ=0.88>0.4 flexion simple dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 29,44 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 20,67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.44 \times 10^{-3}}{1000 \times 120} = 0.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

q<sub>s</sub> = G<sub>total</sub> + Q = 39,79 + 1 = 40,79 KN/m<sup>2</sup>, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow ELS: \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 40,79 * 1.6^2 = 5.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8216 * 5.70 = 4.68 \text{ KN.m}$$

• **Calcul les moments réels :**

✓ En travées :  $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.84 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 3,97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

✓ En appuis : M<sub>a</sub> = -0.3 \* M<sub>x</sub><sup>0</sup> = -1,71 KN.m

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau II. 62 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
y = 2,40cm	σ <sub>b</sub> = 3,59MPa < σ̄ <sub>b</sub> = 15 MPa C'est vérifiée
I = 3239cm	
σ <sub>b</sub> = 3,59 MPa	

Tableau II. 63 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs	Vérifications
$y = 2,40$	$\sigma_b = 1,3 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ C'est vérifiée
$I = 3239$	
$\sigma_b = 2,95 MPa$	

❖ hémas de ferrailage :

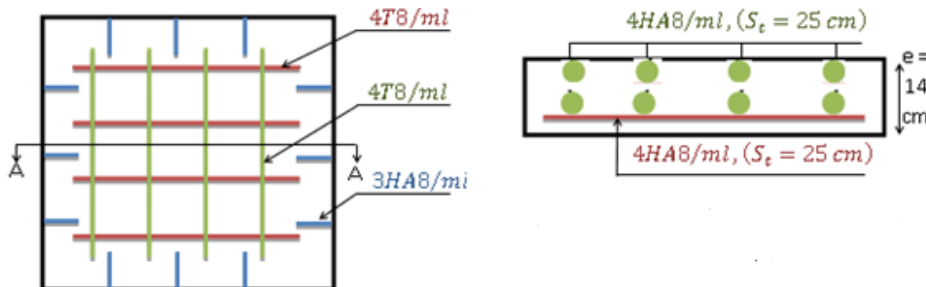


Figure II. 20:schéma de ferrailage de l'ascenseur

2) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  = dimension suivant x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.

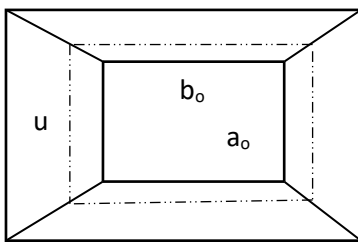


Figure II. 22 : Schémas représentant la surface d'impact.

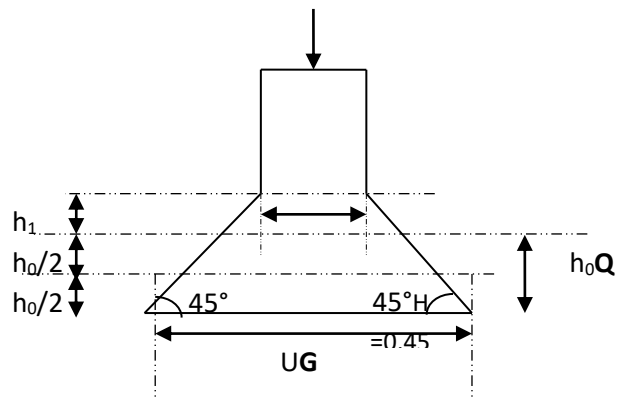


Figure II. 22: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm.} \\ b_0 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec  $h_1=4\text{cm}$  : Épaisseur de revêtement.  
 $H_0=0,14$  : Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$U=80+14+2*1*4=102\text{cm}$$

$$V=80+14+2*1*4=102\text{cm}$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

•  $M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{102}{160} = 0.63$  et  $\rho = 0,88$

•  $M_2$  est en fonction de  $\frac{v}{L_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{102}{180} = 0.56$  et  $\rho = 0,88$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve :  $M_1=0.085 \text{ KN.m}$  et  $M_2=0.067 \text{ KN.m}$

**Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a:  $g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$ .

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u * M_1 = 139.45 * 0.085 = 11,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u * M_2 = 139.45 * 0.067 = 9.34 \text{ KN.m}$$

**Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 4.38 + 1.5 * 1 = 7.41 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0476 * 7.41 * 1.6^2 = 0,90 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x * M_{x2} = 0.7438 * 0.90 = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.85 + 0.90 = 12.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.34 + 0.66 = 10 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments réels :**

✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 10.83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 8.5 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis :  $M_a = -0.3 * M_x^0 = 3.82 \text{ KN.m}$

**II.6.6.2 Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 64: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)							
Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{opté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_i \text{ (cm)}$
Travée x-x	10.83	0.052	0.066	0.116	2.68	4HA10=3.14	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	8.50	0.041	0.052	0.117	2.08	4HA10=3.14	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Appuis	3.82	0.018	0.022	0.118	0.93	4HA8=2.01	St=25cm

❖ **Vérification à l'ELU :**

1) **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_t^x = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.18 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.12 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**En appuis :**  $A_a = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 1.12 \text{ cm}^2/ml$

La condition est vérifiée,

2) **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.08 * 0,14 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 428,4 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$  . Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) **Vérification de l'effort tranchant :**

On a  $u=v=102\text{cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2*u+v} = \frac{139.455}{3*102} = 45.57 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{45.57 \times 10^{-3}}{1 * 0,12} = 0.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Calcul à l'ELS :**

1) **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.085 + 0.2 * 0.067) = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.067 + 0.2 * 0.085) = 8.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$q_{ser} = G + Q = 4.38 + 1 = 5.38 \text{ KN/m}$$

$$ELS: \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 5.38 * 1.6^2 = 0.75 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.8216 * 0.75 = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.16 + 0.75 = 10.91 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.67 + 0.60 = 9.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 10.91 = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 9.27 = 7.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.3 * M_x = -0.3 * 10.91 = -3.27 \text{ KN.}$$

❖ Vérification de la contrainte:

Tableau II. 65: Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.029m$	$\sigma_b = 5.70 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ C'est vérifiée
$I = 4.71 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 5.70 MPa$	
$\sigma_s = 235 MPa$	

Tableau II. 66 Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.029 m$	$\sigma_b = 4.84 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ C'est vérifiée
$I = 4.71 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 4.84 MPa$	

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.6} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.14}{1.8} = 0.077 > \frac{1}{16} = 0.06 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.6} = 0.087 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.042 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.14}{1.8} = 0.077 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.042 \end{array} \right.$$

❖ Dalle au dessous  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{3.14}{100*12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{3.14}{100*12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right.$

**II.6.7 Poutre de chaînage :**

Les poutres d chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
  - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
  - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

**II.6.7.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :**

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale  $h \geq 15$  cm.
- Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.

On opte :  $(b \times h) = (30 \times 35) cm^2$ .

**II.6.7.2 Sollicitations :**

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

❖ Etage à usage d'habitation :

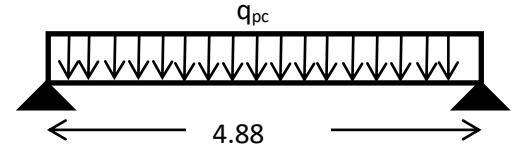


Figure II. 23:poutre de chaînage

- ✓  $G_{p.c} = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.63 \text{ KN/ml.}$
- ✓  $G_{mur} = 2.85(3.06 - 0.40) = 7.581 \text{ KN/ml.}$

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) + 1.5 Q = 16.03 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2/8 = 47.73 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l/2 = 39.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + Q = 11.71 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2/8 = 34.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 35.79 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 26.14 \text{ KN.m} \end{cases}, Appuis \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -23.86 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -17.43 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{III.6.3.}$$

**Ferraillage II. 6.7.3**

Tableau II. 67: Ferraillage de la poutre de chaînage							
	$M^u \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z \text{ (m)}$	$A_{calculé} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	35.79	0.077	0.100	0.316	3.24	4HA12 = 4.52	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.19$
Appuis	-23.86	0.051	0.066	0.321	2.13	4HA10 = 3.14	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.19$

**II.6.7.3.1 Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

**II.6.7.3.2 Calcul de l'espacement :**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m.} \quad \textcircled{2} S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m.}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

⇒  $S_t = 25 \text{ cm}$  **Tableau III.113 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage**



II.6.7. 3.3 Vérification des contraintes :

Tableau II. 68: Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage					
	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	26.14	0.101	$4.58 \cdot 10^{-4}$	5.79	15
Appuis	-17.43	0.087	$3.43 \cdot 10^{-4}$	4.42	15

$RPA_{2003}^{99}$ :  $A_{min} = 0.5\%(b * h) = 4.5 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 7.66 \text{ cm}^2$

II.6.7.3.4 Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \\ \textcircled{1} h = 0.35 \text{ m} > 0.075(4.88) = 0.36m. \end{array} \right.$$

$\textcircled{2} A_t = 4.52 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2$

Note : Il faut vérifier la flèche

Tableau II. 69: Vérification de la flèche					
$f_{gv}$ mm	$f_{ji}$ mm	$f_{pi}$ mm	$f_{qi}$ mm	$\Delta f$ mm	$f_{admissible}$ mm
3.61	0.31	2.92	1.62	4.58	9.76

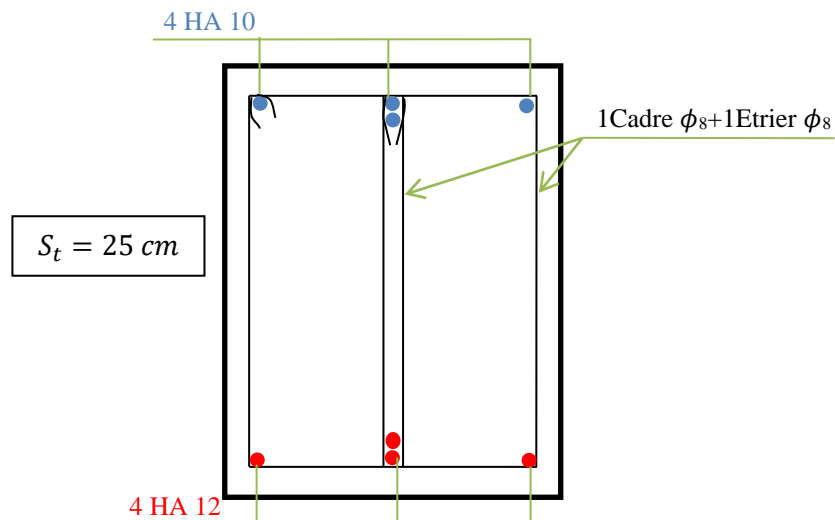


Figure II. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

*Chapitre III : Etude séismique  
de l'ouvrage*

**Introduction :**

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Éviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

**III.1.Méthodes de calcul:**

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.  
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

**III.1.1. Méthode statique équivalente:****A. Principe :**

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

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

**B. Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

**C. Calcul de la force sismique totale :**

L'effort sismique total  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.  
 Dans notre cas : - Groupe d'usage 2  
 - Zone sismique : IIa } → **A = 0.15**
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.  
 Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement.(Contreventement mixte) ⇒ **R = 5**
- **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

**Tableau.III.1** Valeurs des pénalités

Conditions	Selon x-x		Selon y-y	
	Observations	pénalités	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observés	0	Non observé	0.05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05	observé	0.05
3. Régularité en plan	observé	0	observé	0
4. Régularité en élévation	observé	0	observé	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  .

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4)du RPA99/2003. **Q<sub>x</sub> = 1.05**    **Q<sub>y</sub>=1.1**

- **W** : poids total de la structure :  $W = \sum_1^{13} W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

$$W = 27931,5 \text{ KN.}$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.  
 Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

**D. Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA 99/2003(article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\checkmark T = C_T * (h_N)^{3/4} \text{ avec :}$$

$h_N$  : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  $\Rightarrow h_N = 27.54m$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05(\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003}). \quad \text{D'où : } T = 0,601 \text{ s.}$$

$$\checkmark T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

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

On prend la plus petite valeur pour  $T$ .

$$\begin{cases} L_x = 23.1m \\ L_y = 9.3m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.51 \text{ sec} \\ T_y = 0.81 \text{ sec} \end{cases} ; \begin{cases} \min(0.51; 0.601) = 0.51 \text{ sec} \\ \min(0.81; 0.601) = 0.601 \text{ sec} \end{cases}$$

Après majoration de 30%  $\begin{cases} T_x = 0.66 \text{ sec} \\ T_y = 0.78 \text{ sec} \end{cases}$

Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  :

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ( RPA99/2003 tableau 4.7)

Sol meuble  $\Rightarrow$  site  $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$  facteur de correction d'amortissement.  
 $\eta = 0.76$

- $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

On prend :  $\xi = 10 \%$ .

Le tableaux ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de  $V_{MSE}$

ANNEXE Mf BELAZOUGUI

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D EST :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

On est dans le 3ème intervalle :

Sens x-x :

$$1,3T_{empirique} < T_{analytique} \implies 1,3T_{empirique} = 0.66 \text{ sec} < 0.99 \text{ sec}$$

$$D_x = 1,57$$

Sens y-y :

$$1,3T_{empirique} < T_{analytique} \implies 1,3T_{empirique} = 0.78 \text{ sec} < 0.92 \text{ sec}$$

$$D_y = 1,41$$

Donc

$$V_x = 1381.35 \text{ KN}$$

$$V_y = 1240.58 \text{ KN}$$

**III.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :**

➤ **modale spectrale :**

cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**A. principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**B. les hypothèses :**

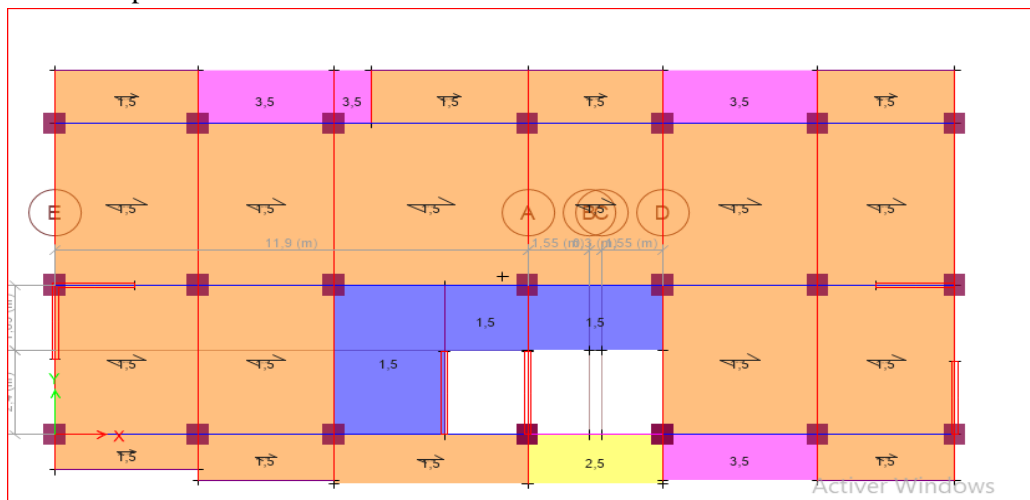
1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

**III.1.2.1. Modélisation de la structure :**

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :



**Figure III.1 .Plans de dispositions des voiles**

➤ **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

**Tableau III.2 :Période de vibration et taux de participation des masses modales**

mode	periode	UX	UY	SUM	SUM
				UX	UY
1	0,991	0,7208	0,0055	0,7208	0,0055
2	0,924	0,0046	0,7094	0,7254	0,7149

3	0,85	0,011	0,0007	0,7364	0,7155
4	0,299	0,1379	0,002	0,8743	0,7175
5	0,261	0,0019	0,1352	0,8762	0,8527
6	0,247	0,0006	0,0144	0,8768	0,8671
7	0,153	0,0493	0,0007	0,9261	0,8678
8	0,129	0,0022	0,0024	0,9283	0,8702
9	0,124	0,0005	0,0376	0,9288	0,9078

On constate au mode 1 translation selon x, tx=0,991s

au mode2 translation selon y, ty=0,924s

La participation massique modale atteins les 90% de la masse totale du bâtiment au 9 modes selon X et y

**III.1.2. 2 Analyse spectrale :**

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure. L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

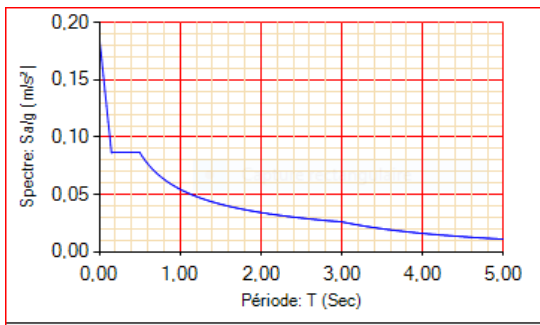


Figure III.2 Spectre de réponse sens x-x

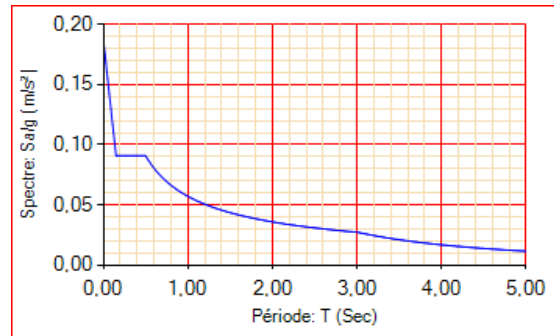


Figure III.3 Spectre de réponse sens y-y

**III.1.2.3. Analyse du comportement de la structure :**

**Analyse des résultats :** la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration (T=0.99s) est supérieur à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. (T=0.66s).

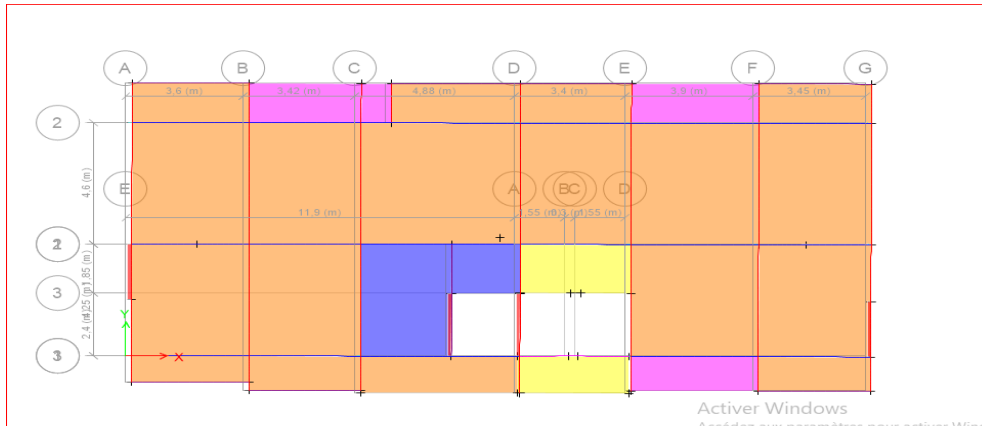


Figure III.4 Mode 1 de déformation(translation suivant l'axe x-x)

**Analyse des résultats :** la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration( $T=0.92s$ ) est supérieur à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ( $T=0.78s$ ).

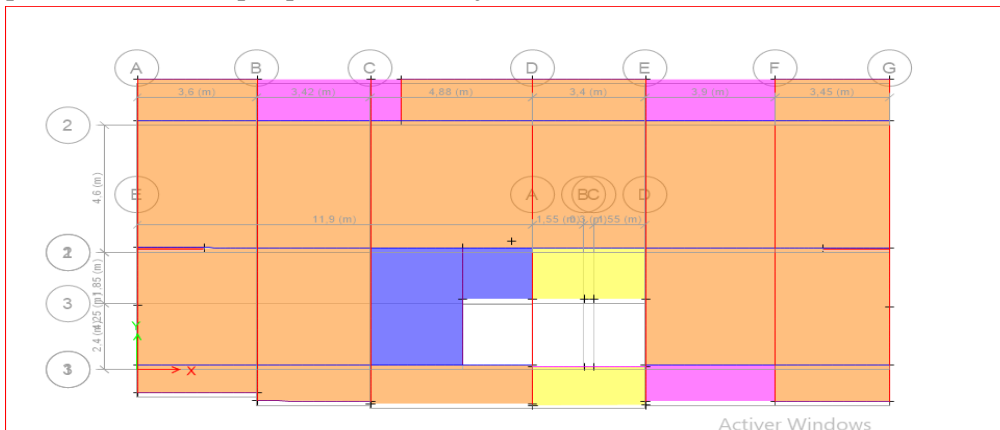


Figure III.5 Mode 2 de déformation(translation suivant l'axe y-y)

**Analyse des résultats :** la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration( $T=0.92s$ ) est supérieur à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ( $T=0.78s$ ).

**Mode(3)**

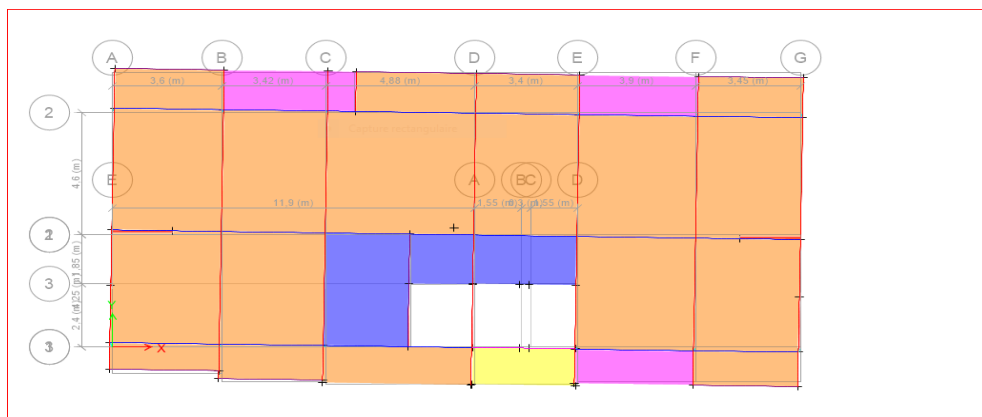


Figure III.6 Mode 3 de déformation(rotation suivant l'axe z-z)



### III.2 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux(III.3) et (III.4) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

#### III.2.1. Sous charges verticales :

$$\text{-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : } \frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

$$\text{-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : } \frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau III.3 :**Interaction sous charges verticales

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
1	27108,43	5321,739	83,59016	16,4098428
2	23980,89	4803,932	83,31089	16,6891121
3	20774,7	4322,331	82,77752	17,2224808
4	17691,16	3758,406	82,47794	17,522061
5	14581,68	3220,753	81,90836	18,0916436
6	11593,54	2603,607	81,66106	18,3389409
7	8599,05	1993,285	81,18182	18,8181849
8	5676,42	1343,39	80,86287	19,1371259
9	2861,596	686,3413	80,6552	19,3447963

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

#### III.2.2. Sous charges horizontales :

$$\text{-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques } \frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

$$\text{- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : } \frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.4 : Interaction sous charges horizontales

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
1	496,6733	609,4894	44,900565	55,09944	362,4966	742,8952	32,793495	67,20651
2	534,6478	484,9989	52,434613	47,56539	471,8837	646,0323	42,211016	57,78898
3	551,9424	384,4887	58,941058	41,05894	483,1485	584,3449	45,260092	54,73991
4	558,1014	308,24	64,420493	35,57951	508,1285	491,6001	50,826644	49,17336
5	484,821	296,0429	62,087772	37,91223	467,5152	439,8051	51,52703	48,47297
6	455,6423	231,5601	66,303945	33,69606	446,7882	345,1828	56,414717	43,58528
7	393,7667	178,2978	68,83257	31,16743	353,2713	295,3554	54,464502	45,5355
8	285,7609	138,6486	67,33141	32,66859	295,5424	194,8634	60,264866	39,73513
9	290,6214	84,4212	77,490237	22,50976	265,1368	95,3422	73,551247	26,44875

Les portiques reprennent plus 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction x-x et y-y L'interaction horizontale est donc vérifiée dans les deux sens . les voiles reprend moins 75%. de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction x-x et y-y.

### III.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau III.5: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{sta}$ (KN)	observation
Sens x-x	1034.04	1105.08	Non vérifié
Sens y-y	1060.16	992.46	vérifié

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

L'effort tranchant a la base est vérifié

1,069

### III.4. Vérification de l'effort normale réduit :

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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$  : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau III.6 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	55	55	3025	2300.16	0.30415	Non vérifiée
1	50	55	2750	2005.71	0.29174	vérifiée
2	50	55	2750	1643.04	0.13899	vérifiée

L'effort normal réduit n'est pas vérifié en RDC donc on augmente la section des poteaux

Tableau III.7 Vérification de l'effort normal après changement de section

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	55	60	3300	2370.06	0.287	vérifiée
1	55	60	3300	2070.30	0.251	vérifiée
2	55	55	3025	1699.36	0.225	vérifiée
3	55	55	3025	1338.63	0.177	vérifiée
4	50	55	2750	1011.33	0.147	vérifiée
5	50	55	2750	727.07	0.106	vérifiée
6	50	50	2500	489.94	0.036	vérifiée
7	45	50	2250	297.08	0.024	vérifiée
8	45	45	2025	152,35	0,014	vérifiée

### III.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ Formule (4-19).}$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau III. 8: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveau				Sens X - X			Observation
	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\delta_{k-1}$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	$h_k$ (mm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
1	0,0016	0,008	0	0,008	3060	2,6144E-06	vérifiée
2	0,0049	0,0245	0,008	0,0165	3060	5,3922E-06	vérifiée
3	0,0091	0,0455	0,0245	0,021	3060	6,8627E-06	vérifiée
4	0,0135	0,0675	0,0455	0,022	3060	7,1895E-06	vérifiée
5	0,018	0,09	0,0675	0,0225	3060	7,3529E-06	vérifiée
6	0,0222	0,111	0,09	0,021	3060	6,8627E-06	vérifiée
7	0,026	0,13	0,111	0,019	3060	6,2092E-06	vérifiée
8	0,0293	0,1465	0,13	0,0165	3060	5,3922E-06	vérifiée
9	0,0321	0,1605	0,1465	0,014	3060	4,5752E-06	vérifiée

Tableau III. 9: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveau				Sens Y - Y			Observation
	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\delta_{k-1}$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	$h_k$ (mm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
1	0,0003	0,0015	0	0,0015	3060	4,902E-07	vérifiée
2	0,0009	0,0045	0,0015	0,003	3060	9,8039E-07	vérifiée
3	0,0017	0,0085	0,0045	0,004	3060	1,3072E-06	vérifiée
4	0,0026	0,013	0,0085	0,0045	3060	1,4706E-06	vérifiée
5	0,0035	0,0175	0,013	0,0045	3060	1,4706E-06	vérifiée
6	0,0043	0,0215	0,0175	0,004	3060	1,3072E-06	vérifiée
7	0,005	0,025	0,0215	0,0035	3060	1,1438E-06	vérifiée
8	0,0057	0,0285	0,025	0,0035	3060	1,1438E-06	vérifiée
9	0,0062	0,031	0,0285	0,0025	3060	8,1699E-07	vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### III.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : 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).

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le

$$\text{facteur : } \frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau. III.10:** Vérification des effets P- $\Delta$ (sens x-x).

Niveau						Observation
	$\Delta k$ (m)	Pk (kn)	Sens X - X Vk (kn)	hk (mm)	$\theta$	
1	0,008	29435,1312	1106,1627	3060	6,9569E-05	vérifiée
2	0,0165	26134,4692	1019,6467	3060	0,00013821	vérifiée
3	0,021	22796,3137	936,4311	3060	0,00016707	vérifiée
4	0,022	19498,481	866,3414	3060	0,00016181	vérifiée
5	0,0225	16200,8664	780,8639	3060	0,00015255	vérifiée
6	0,021	12945,1113	687,2024	3060	0,00012928	vérifiée
7	0,019	9689,6949	572,0645	3060	0,00010517	vérifiée
8	0,0165	6473,6871	424,4095	3060	8,2249E-05	vérifiée
9	0,014	3333,6731	375,0426	3060	4,0668E-05	vérifiée

**Tableau III.11:** Vérification des effets P- $\Delta$  (sens y-y)

Niveau						Observation
	$\Delta k$ (mm)	Pk (kn)	Sens Y - Y Vk (kn)	hk (mm)	$\theta$	
1	0,0015	29435,1312	1105,3918	3060	1,3053E-05	Vérifiée
2	0,003	26134,4692	1117,916	3060	2,2919E-05	Vérifiée
3	0,004	22796,3137	1067,4934	3060	2,7915E-05	Vérifiée
4	0,0045	19498,481	999,7286	3060	2,8682E-05	Vérifiée
5	0,0045	16200,8664	907,3203	3060	2,6258E-05	Vérifiée
6	0,004	12945,1113	791,971	3060	2,1367E-05	Vérifiée
7	0,0035	9689,6949	648,6267	3060	1,7087E-05	Vérifiée
8	0,0035	6473,6871	490,4058	3060	1,5099E-05	Vérifiée
9	0,0025	3333,6731	360,479	3060	7,5555E-06	Vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$

**Conclusion :**

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel ETABS 2016

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet  $P-\Delta$ ).

*Chapitre IV : Ferrailage des  
éléments de contreventement*

**Introduction :**

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

**IV.1. Étude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$ .....(1)
- ✓  $G + Q$ .....(2)
- ✓  $G + Q + E$ .....(3)
- ✓  $G+Q-E$ .....(4)
- ✓  $0.8 G + E$ .....(5)
- ✓  $0.8G-E$ .....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant :  $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant :  $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant :  $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

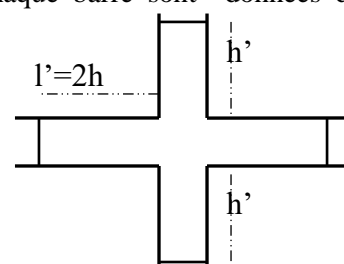
**IV.1.1. Recommandations du RPA99/2003:****A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$



**Figure. IV.1** Zone nodale.



$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

### B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.
- ✓  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- ✓  $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓  $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓  $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
  - **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone IIa.
  - **Dans la zone courante** :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone IIa.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

#### ➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### IV.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

**Tableau IV.1 : Les sollicitations dans les poteaux.**

Niveaux	comb	M <sub>max</sub> , N <sub>corr</sub>		comb	N <sub>max</sub> , M <sub>corr</sub>		comb	N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
s sol RDC, et 1	ELA	95.42	1265.91	ELU	2444.63	16.42	ELA	396.071	18.01
2 et 3	ELA	100.99	442.30	ELU	1893.75	47.95	ELA	70.64	25.16
4 et 5	ELA	82.01	938.30	ELU	1349.46	52.84	ELA	6.40	25.84
6	ELA	72.69	421.96	ELU	811.99	51.23	ELA	32.78	15.94
7	ELA	58.21	429.2	ELU	545.11	53.53	ELA	0.45	8.14
8	ELA	70.01	179.26	ELU	279.94	61.43	ELA	17.8	7.36

**IV.1.3.Ferraillage :**

**IV.1.3.1. Ferraillage des poteaux**

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée

➤ **Exemple de calcul : poteau du RDC (60×55) cm<sup>2</sup> :**

**A. Armatures longitudinales**

B. Données :

C. N<sub>max</sub> → M<sub>cor</sub>

D. Soit : N<sub>MAX</sub> = 2444.63 KN ; M<sub>corres</sub> = 16.42 KN.m

E. b = 55 cm ; h = 60 cm ; d = 57 cm ;

F. A L ELU : γ<sub>b</sub> = 1.5 et γ<sub>s</sub> = 1.15

G.  $e_G = \frac{M}{N} = 0.0067 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieure de la section.

H. N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

I.  $N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$

J. On a :

K.  $M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 16.42 \times 10^{-3} + 2444.63 \times 10^{-3} \left( 0.57 - \frac{0.6}{2} \right)$

L.  $M_{UA} = 0.676 \text{ MN.m}$

M.  $N_u(d - d') - M_{UA} = 2444.63 \times 10^{-3}(0.57 - 0.03) - 0.676 = 0.644 \text{ MN.m}$

N.  $(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (0.55) \times (0.60) \times 14.2 = 0.833 \text{ MN.m}$

O. Donc :

P.  $0.644 < 0.833 \Rightarrow$  Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

Q.  $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.676}{0.55 \times (0.57)^2 \times 14.2} = 0.266 > 0.186 \Rightarrow$  pivot B  $\Rightarrow A' = 0$ ;

R.  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

S.  $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.394 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.48 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 40.46 \text{ cm}^2$

T. On revient à la flexion composée :

$$U. A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -29.77 \text{ cm}^2$$

V. Donc, on prend  $A = 0$

Donc, on prend  $A = 0$

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 :** Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Socotec)	Nombre de barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
s sol RDC, et 1	55*60	26.4	0	4T16 + 12T14	26.51
2 et 3	55*55	24.2	0.29	4T16 + 12T14	26.51
4 et 5	50*55	22	1.16	4T16 + 12T14	26.51
6	50*50	20	0.42	16T14	24.63
7	45*50	18	0.43	12T14	18.47
8	45*45	16.2	0.62	12T14	18.47

**B .Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.3 :** Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_t^{min}$ (c m)	$l_f$ (c m)	$\lambda_g$	V <sub>u</sub> (K N)	S <sub>t</sub> ( zone nodale )(c	S <sub>t</sub> (zone Courante )(cm)	A <sub>t</sub> <sup>calcul</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
s sol	55*60	1.4	1.645	2.74	41.91	10	15	0.98	4.5	6HA10=4.71
RDC,et1	55*60	1.4	1.827	3.04	84.50	10	15	1.98	4.5	6HA10=4.71
2 et 3	55*55	1.4	1.827	3.32	85.51	10	15	2.40	4.12	6HA10=4.71
4 et 5	50*55	1.4	1.827	3.32	73.43	10	15	1.87	4.12	6HA10=4.71
6	50*50	1.4	1.827	3.65	54.15	10	15	1.52	3.75	4HA10=3.14
7	45*50	1.4	1.827	3.65	40.82	10	15	1.14	3.75	4HA10=3.14
8	45*45	1.4	1.827	4.06	51.61	10	15	1.70	3.37	4HA10=3.14

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$ .

**IV.1.4. Vérifications**

**A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :**

• **Exemple de calcul**

$h = 2.61m$  et  $N_{max} = 2444.63KN$ .

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 * l_0 = 1.827$  m),  $l_0$  : hauteur libre d'étage = ( $h - h_{poutre}$ )

$$\lambda = 3.46 \frac{1.82}{0.55} = 14.6$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.64}{35}\right)^2} = 0.821.$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) = (55 - 2)(60 - 2) = 0.3074 m^2$$

$$N_U = 0.821 \times \left[ \frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 26.51 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 5430.65KN$$

$N_{max} = 2444.63KN < N_U \rightarrow$  Pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4 :** Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	observation
s sol	55*60	2.35	1.645	10.34	0.835	26.51	3074	2594.56	5521.09	vérifiée
RDC, 1	55*60	2.61	1.827	14.64	0.821	26.51	3074	2444.63	5430	vérifiée
2 et 3	55*55	2.61	1.827	14.64	0.821	26.51	2809	1893.75	5026.23	vérifiée

4 et 5	50*55	2.61	1.827	14.64	0.821	26.51	2544	1349.46	4623.94	vérifiée
6	50*50	2.61	1.827	12.59	0.829	24.63	2304	811.99	4241.7	vérifiée
7	45*50	2.61	1.827	12.59	0.829	18.47	2064	545.11	3699.35	vérifiée
8	45*45	2.61	1.827	13.99	0.824	18.47	1849	279.94	3347.44	vérifiée

Commentaire : On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

**B. Vérification des contraintes de compression :**

C.  $e_G = \frac{M}{N} = \frac{12.06}{1787.49} = 0.006 < \frac{60}{6} = 10$  cm section entièrement comprimé

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{1787.49}{0.369} + \frac{63.89}{0.0124} \cdot 0.329 = 6.53 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{1787.49}{0.369} - \frac{63.89}{0.0124} \cdot 0.324 = 3.14 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5 : Vérification des contraintes dans le béton**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (m)	v' (m)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)
S SOL	60*55	57	26,51	0.329	0.27	0.012	1891.44	7.58	6.53	3.14
1 ,RDC	60*55	57	26 .51	0.329	0.27	0.012	1787.49	12.06	6.53	3.14
2 , 3	55*55	52	26 .51	0.303	0.247	0.010	1384.80	35.20	6.12	2.35
4 , 5	55*50	52	26.51	0.303	0.247	0.0089	986.97	38.78	5.39	1.30
6	50*50	47	24 .63	0.279	0.220	0.0673	594.22	37.60	3.63	2.13
7	50*45	47	18 .47	0.247	0.226	0.0064	399.24	39.27	2.48	1.40
8	45*45	42	18.47	0.282	0.167	0.0045	205 .51	45.27	2.03	0.80

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de

Compression dans le béton est vérifiée.

**C. Vérification aux des sollicitations tangentes** Selon le RPA99/2003 (Article 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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 :** Vérification des sollicitations tangentés

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)
S SOL	60×55	1.645	2.74	0.04	57	41.91	0.13	1
1 ,RDC	60×55	1.827	3.04	0.04	57	84.50	0.26	1
2 , 3	55×55	1.827	3.32	0.04	52	85.51	0.29	1
4 ,5	55×50	1.827	3.32	0.04	52	73.43	0.28	1
6	50×50	1.827	3.65	0.04	47	54.15	0.23	1
7	50×45	1.827	3.65	0.04	47	40.82	0.19	1
8	45×45	1.827	4.06	0.04	42	51.61	0.27	1

Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

#### IV.2.1.Ferraillage des poutres :

##### IV.2.1 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.7:** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V(KN)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V(KN)
sous sol et RDC	82.21	92.67	89.07	64.39	82.63	112.57
Habitations	124.14	136.39	130.50	86.90	124.03	167.39
Terrasse	52.08	97.94	90.28	33.19	68.28	75.57

##### V.2.1.2. Les armatures longitudinales :

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel ETABS 2016. Nous avons Retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 :** Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol et RDC	Principale	45×30	Appui	4.98	6.75	5 HA 14 = 7.7
			Travée	6.61		5 HA 14= 7.7
	Secondaire	40×30	Appui	5.17	5.25	5HA12 = 5.65
			Travée	6.76		5HA14 = 7.7

Habitations	Principale	45×30	Appui	7.72	6.75	6HA14 = 9.24
			Travée	8.54		6HA14 = 9.24
	Secondaire	40×30	Appui	7.14	5.25	5HA14 = 7.7
			Travée	10.62		3HA14 + 3HA16 = 10.65
Terrasse	Principale	45×30	Appui	3.10	6.75	5HA 14 =7.7
			Travée	7.01		5 HA 14 = 7.7
	Secondaire	40×30	Appui	2.58	5.25	5HA12 = 5.65
			Travée	5.50		5 HA 12 = 5.65

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$  **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 45 \times 1.6 = 72\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 75\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 45 \times 1.4 = 65\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 65\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 45 \times 1.2 = 54\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 55\text{cm}$ .

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

✓ **En zone courante :**

$6\text{HA}14 = 9.42 \text{ cm}^2 < 4\% (30 \times 45) = 54\text{cm}^2$  ....Vérifiée.

✓ **En zone de recouvrement :**

$(6\text{HA}14 + 6\text{HA}14) = 9.42 + 9.42 = 18.84\text{cm}^2 < 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$ ....Vérifiée

❖ **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:**

$0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2 < 9.42 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

**IV.2.1.3. Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.28 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times 43, 40\text{cm}) = 38.7 \text{ cm BAEL91 (Article H.III.3)}$$

**Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 11.25cm$ . On adopte  $S_t=10cm$  en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l' = 2 \times h = 80cm$ .

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{min} = 1.55cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV.2.1.4. Vérifications à l'ELU :**

**A. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.55cm^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**B .Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \times f_{c28}; 5MPa) = 3.33MPa$ , **BAEL91 (Article H.III).**

**Tableau IV.9 :** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	130.50	1.01	Vérifiée
Secondaires	84.086	1.4	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**IV.2.1.5. Vérifications à l'ELS :**

**A . Etat limite de compression du béton :**

**Tableau IV.10 :** Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	13.64	141983.89	15.84	1.52	15
	Travées	62.44	141983.89	15.84	7.74	15

**B . Vérification de la flèche :**

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$



$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{488} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{488} = 0.09 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0071 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.2 Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003* (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2)

**A. Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$Z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton})$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.11. Moment résistant dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC,1, sous sol	60×55	0.54	26.51	572.61
2 et 3	55×55	0.49	26.51	519.59
4 et 5	55×55	0.49	26.51	519.59
6	55×50	0.45	24.63	443.34
7	50×45	0.45	18.47	332.46
8	45×45	0.40	18.47	295.52

**Tableau IV.12. Moment résistant dans les poutres secondaire**

Niveau	h(m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous sol	0.35	0.315	5.65	400	71.19
RDC	0.35	0.315	7.7	400	97.02

1	0.35	0.315	10.90	400	137.34
2	0.35	0.315	10.65	400	134.19
3	0.35	0.315	10.65	400	134.19
4	0.35	0.315	10.90	400	137.34
5	0.35	0.315	10.90	400	137.34
6	0.35	0.315	7.7	400	97.02
7	0.35	0.315	7.7	400	97.02
8	0.35	0.315	5.65	400	71.19

Tableau IV- 13 : Moment résistant dans les poutres principales

Niveau	h(m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous sol	0.45	0.405	7.7	400	124.74
RDC	0.45	0.405	7.7	400	124.74
1	0.45	0.405	9.24	400	149.68
2	0.45	0.405	9.24	400	149.68
3	0.45	0.405	9.24	400	149.68
4	0.45	0.405	7.7	400	124.74
5	0.45	0.405	7.7	400	124.74
6	0.45	0.405	7.7	400	124.74
7	0.45	0.405	7.7	400	124.74
8	0.45	0.405	7.7	400	124.74

Tableau IV- 1 : Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	
Sous sol	572.61	572.61	373.24	71.19	71.19	177.97	vérifiée
RDC	572.61	572.61	373.24	97.02	97.02	245.55	vérifiée
1	519.59	519.59	305.28	137.34	137.34	343.35	vérifiée
2	5	145.23	1039.18	134.19	134.19	335.4	vérifiée
3	519.59	519.59	1039.18	134.34	134.34	335.4	vérifiée
4	519.59	519.59	1039.18	137.34	137.34	343.35	vérifiée
5	443.34	519.59	962.93	137.34	137.34	343.35	vérifiée
6	332.46	443.34	775.8	97.02	97.02	242.55	vérifiée
7	295.52	332.46	627.92	97.02	97.02	242.55	vérifiée
8	0	295.52	295.52	71.19	71.19	177.97	vérifiée

Tableau IV- 15 : Vérifications des zones nodales poutres principale

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	

Sous sol	572.61	572.61	1145.22	124.7	124.7	311.85	vérifiée
RDC	572.61	572.61	1145.22	124.7	124.7	311.85	vérifiée
1	519.59	572.61	1092.2	149.6	149.6	374.2	vérifiée
2	519.59	519.59	1039.18	149.6	149.6	374.2	vérifiée
3	519.59	519.59	1039.18	149.6	149.6	374.2	vérifiée
4	519.59	519.59	1039.18	124.6	124.6	311.85	vérifiée
5	443.34	519.59	962.93	124.6	124.6	311.85	vérifiée
6	332.46	443.34	775.8	124.6	124.6	311.85	vérifiée
7	295.52	332.46	627.92	124.6	124.6	311.85	vérifiée
8	0	295.52	295.52	124.6	124.6	311.85	vérifiée

**IV.3. Etude des voiles :**

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant

**IV.3.1. ferrailage :**

Tableau IV.16 : Les sollicitations dans les poteaux.									
Niveaux	comb	Mmax → N <sub>corr</sub>		comb	Nmax → M <sub>corr</sub>		comb	Nmin → M <sub>corr</sub>	
		M(KN.m)	N (KN)			N (KN)		M(KN.m)	N(KN)
RDC et 1	ELA	612.55	794.37	ELU	1681.31	129.14	ELA	375.28	133.79

$M_{MAX} = 612.55 \text{ KN} ; N_{cor} = 794.37 \text{ KN.m.}$

$l = 2.375 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 2.325 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{612.55}{794.37} = 0.77 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2.375}{2} = 1.187 \text{ m} \Rightarrow N$  Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$M_{uA} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 612.55 + 794.37 \times \left( 2.325 - \frac{2.375}{2} \right) = 1517,28 \text{ KN.m}$   
 $= 1,517 \text{ MN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,517}{0.15 \times (2,325)^2 \times 18.48} = 0.101$

$\mu_{bu} = 0,101 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.13$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2,325(1 - 0.4 \times 0.13) = 2,2 \text{ m}$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,517}{2,2 \times 400} = 17,23 \text{ cm}^2$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 17,23 \times 10^{-4} - \frac{794,37 \times 10^{-3}}{400} = -2,62 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 2,62 \text{ cm}^2$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

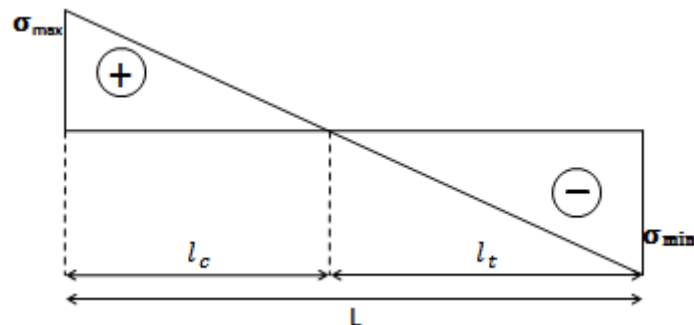


Figure IV.2 Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

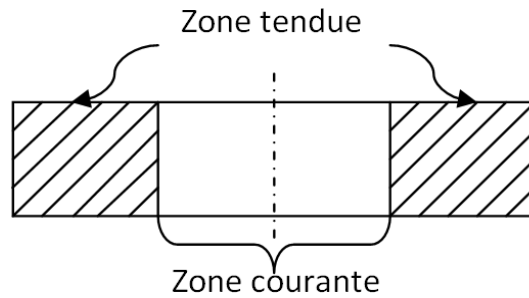
$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{794.375 \times 10^{-3}}{2.375 \times 0.15} + \frac{612.55 \times 10^{-3}}{0.16} \times 1.18 = 6.74 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{794.375 \times 10^{-3}}{2.375 \times 0.15} - \frac{612.55 \times 10^{-3}}{0.16} \times 1.18 = -2.28 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailier symétriquement.



**Figure IV.3** Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.28 * 2.375}{6.74 + 2.28} = 0.60m \\ l_c = 2.375 - 2 \times 0.60 = 1.17 m \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 60) = 1.8 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 117) = 1.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a :  $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 237.5) = 5.34 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales

**Rôle des armatures verticales :**

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 236.21 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.325} = 0.94 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{0.94 \times 0.15 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

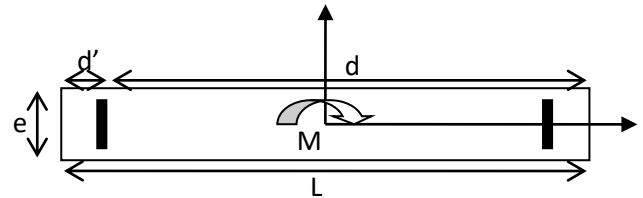


Figure IV.4 Schéma d'un voile pleine

❖ Armatures horizontales :

Tableau IV.17 : Résultats du ferrailage du voile  $V_{y2}$  et  $V_{y3}$

Voile $V_{y2}$						
Section	RDC et 1	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
l(m)	2.375	2.375	2.375	2.375	2.375	2.375
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	794.37	1144.8	890.77	561.62	376.55	174.29
M(KN.m)	612.55	378.22	235.56	167.62	162.85	120.30
d (m)	2.325	2.325	2.325	2.325	2.325	2.325
V(KN)	236.216	217.77	165.93	114.57	80.69	52.88
$\tau$ (MPa)	0.94	0.87	0.66	0.45	0.32	0.21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0
$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34
$I$ (m <sup>4</sup> )	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
v(m)	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
$\sigma_1$ (MPa)	6.74	6.12	4.31	2.86	2.30	1.41
$\sigma_2$ (MPa)	-2,28	0.42	0.68	0.28	-0.19	-0.43
$l_t$ (m)	0.60	0.15	0.32	0.21	0.18	0.55
$l_c$ (m)	1.17	2.07	1.72	1.94	2	1.25
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.8	0.45	0.96	0.63	0.54	1.65
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.75	3.10	2.58	2.92	3	1.87
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.78	0.72	0.55	0.37	0.26	0.17
$A_h^{min}$	0.45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.18 : Résultats du ferrailage du voile  $V_{y1}$  et  $V_{y4}$ 

Voile V4						
Section	RDC et 1	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
$l(m)$	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
$e(m)$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0.15
$N(KN)$	397.89	493.32	323.15	149.94	75.71	27.87
$M(KN.m)$	574.43	353.40	232.67	147.36	104.55	93.19
$d(m)$	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
$V(KN)$	225.30	184.99	149.50	109.47	76.46	56.58
$\tau(MPa)$	1.025	0.84	0.68	0.49	0.34	0.25
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	2.45	1.06	0	0	0.32	0.78
$A^{min}(cm^2)$	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72
$I(m^4)$	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
$v(m)$	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
$\sigma_1(MPa)$	6.74	4.93	3.24	1.88	1.23	0.97
$\sigma_2(MPa)$	-4.22	-1.80	-1.19	-0.93	-0.75	-0.80
$l_t(m)$	0.80	0.56	0.56	0.69	0.79	0.94
$l_c(m)$	0.5	0.98	0.98	0.72	0.52	0.22
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2.4	1.68	1.68	2.07	2.37	2.82
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.75	1.47	1.47	1.08	0.78	0.33
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0.20
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0.20
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.85	0.7	0.56	0.40	0.28	0.20
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0,45	0,45	0,45	0,45	0.45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.19 : Résultats du ferrailage du voile  $V_{x1}$  et  $V_{x2}$ 

Voile VX1						
Section	RDC et 1	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
$l(m)$	2	2	2	2	2	2
$e(m)$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0.15
$N(KN)$	746.28	581.98	401.16	221.78	140.42	78.33
$M(KN.m)$	607.84	302.36	218.54	135.83	122.69	120.50
$d(m)$	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
$V(KN)$	264.62	169.42	144.82	101.91	93.04	62.18
$\tau(MPa)$	1.26	0.81	0.69	0.48	0.44	0.29

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0.56
$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
$I$ (m <sup>4</sup> )	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
$v$ (m)	1	1	1	1	1	1
$\sigma_1$ (MPa)	8.56	4.96	3.52	2.09	1.69	1.46
$\sigma_2$ (MPa)	-3.59	-1.08	-0.84	-0.62	-0.75	-0.94
$l_t$ (m)	0.59	0.35	0.38	0.45	0.61	0.78
$l_c$ (m)	0.82	1.3	1.24	1.1	0.78	0.44
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.77	1.05	1.14	1.35	1.83	2.34
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.23	1.95	1.86	1.65	1.17	0.66
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.05	0.67	0.57	0.4	0.36	0.24
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

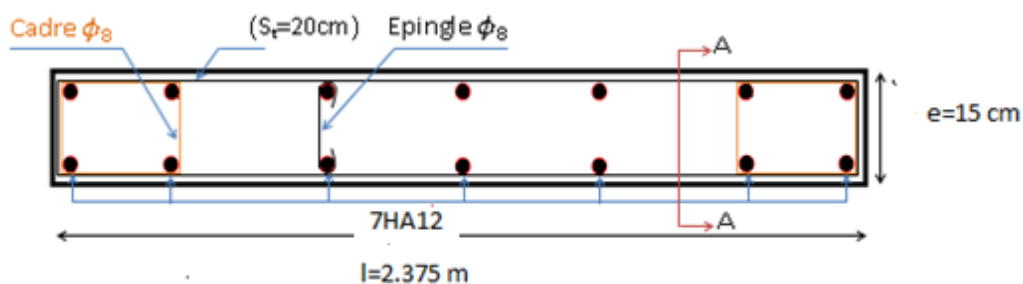


Figure IV.5 schéma de ferrailage du voile ( $V_{X1}$ )

#### Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (ETABS 2016) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés.



*Chapitre V : Etude de  
l'infrastructure*

**Introduction :**

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

**V.1.Choix du type de fondation :**

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à partir 2 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$ .

Les fondations sont calculées à L ELS selon le BAEL

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ , avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

**V.1.1.Vérification des semelles isolées :**

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A× B).

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

**N.B :** Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par L'ETABS 2016.

$N_{inf}$  : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2484.887 + 25.31 = 2510.197 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

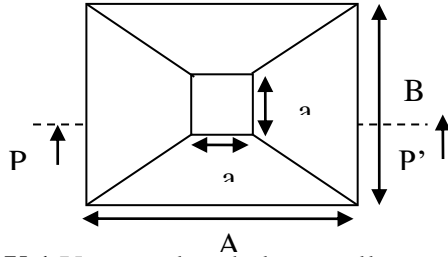


Figure V.1 Vue en plan de la semelle.

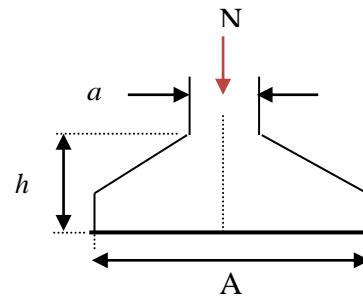


Figure V.2 Coupe P-P'.

Choissant un poteau de section (60\* 55) dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.60 \cdot 1891.44}{0.55 \cdot 150}} = 3.70 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.4 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**V.1.2. Vérification des semelles filantes :**

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 7 poteaux

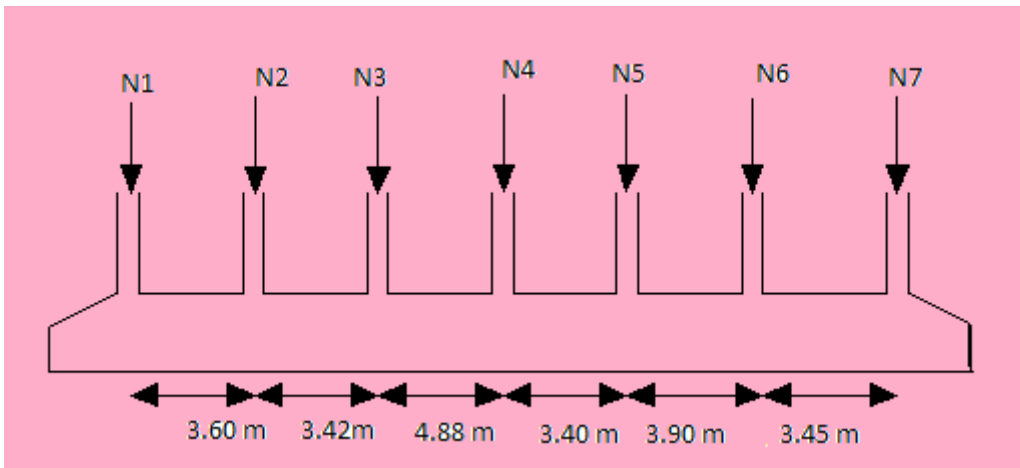


Figure V.3 semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1254.1768 \text{ KN}, N_2 = 1762.4233 \text{ KN}, N_3 = 1891.4456 \text{ KN}, N_4 = 1890.143 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1865.4182, N_6 = 1622.9018 \text{ KN}, N_7 = 1304.8445$$

$$N = \sum N_i = 11591.35 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{11591.35}{150 \cdot 23.10} = 3.34 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on doit passer à un radier général.

**V.1.3 Radier général :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

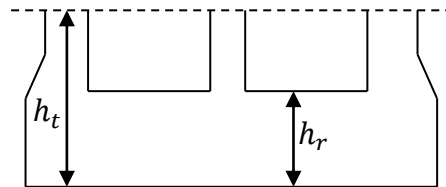
**VI.1.3.1 Pré dimensionnement :**

**A. La condition de coffrage :**

✓ **Nervure** :  $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{488}{10} = 48.8\text{cm} \Rightarrow h_t = 50\text{cm}$

✓ **Dalle** :  $h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{488}{20} = 24.4\text{cm} \Rightarrow h_r = 40\text{cm}$

- $L_{\max} = 4.88$  m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- $h_t$  : hauteur de la nervure.
- $h_r$  : hauteur du radier.



**Figure V.4** Dimensions du radier.

**B. La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- $L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$ .
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.70 \text{ m} \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure  $h_t = 90\text{cm}$ .
- ✓ La hauteur du radier  $h_r = 40 \text{ cm}$ .

**C. Calcul du Poids :**

- $N_{ser}$  : l'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 35107.07 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 234.04 \text{ m}^2$$

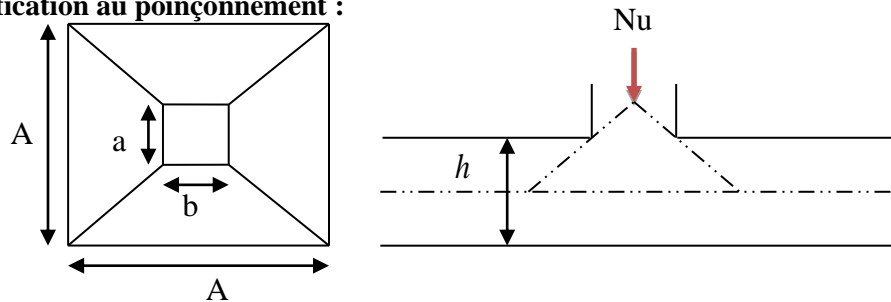
La surface du bâtiment  $S_{bat} = 23.10 \times 9.30 = 214.83 \text{ m}^2$

Donc on prend  $S_{radier} = 234.04 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{batiment}$

**V 1.3.2. Les Vérifications nécessaires :**

- **Vérification au poinçonnement :**



**Figure V.5** Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- $N_U$  : L'effort normal sur le poteau.
- $U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a \neq b \Rightarrow A = 0.60 + 0.90 = 1.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = 0.55 + 0.90 = 1.45 \text{ m}$$

On trouve  $U_c = 5.9 \text{ m}$

$$N_u = 2594.5627 \text{ KN} < 0.045 \times 5.9 \times 0.90 \times \frac{25}{1.5} = 3982.5 \text{ KN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

$\Rightarrow$  Pas risque au poinçonnement.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{Nd \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{47995.96 \times 4.88}{2 \times 234.04} = 500.38 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{500.38 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.20 \text{ m}$$

On prend :  $d = 35 \text{ cm}$

$$\tau = 1.42 \text{ MPa} \quad \text{Pas risque de rupture par cisaillemen}$$

- **Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec } \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moments sismiques à la base tiré du logiciel **Etabs 2016**, avec la combinaison ELS

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\sqrt{\text{ Dans le sens x-x : } N = 35107.07 \text{ KN ; } M_y = 26047.48 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{35107.07 * 10^{-3}}{234.04} + \frac{26047.48 * 10^{-3} * 4.65}{9553} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{Sol} = 0.150 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

$$\sqrt{\text{ Dans le sens y-y : } N = 35107.07 \text{ KN ; } M_x = 25468.28 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{35107.07 * 10^{-3}}{234.04} + \frac{25468.28 * 10^{-3} * 11.55}{1548.4} = 0.16$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.13 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{Sol} = 0.150 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

On doit vérifier que : 
$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{25468.28}{35107.07} = 0.72m < \frac{23.1}{4} = 5.77m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

√ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{26047.48}{35107.07} = 0.74m < \frac{9.30}{4} = 2.32m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 35107.07 KN$$

$H = 2m$ , (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.15$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 234.04m^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10KN / m^3$  (poids volumique de l'eau).

On trouve :  $N = 35107.07 KN \geq 1.15 * 2 * 234.04 * 10 = 5382.92 KN$ .

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

**V 1.3.3 Ferrailage du radier :**

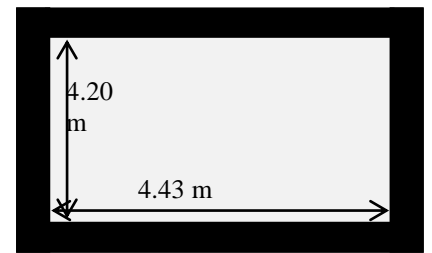
Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$Grad = \rho \times e = 25 \times 0.40 = 10KN / m^2.$$

**V.1.3.3.1 Calcul des sollicitations :**

•  $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_{rad} \Rightarrow q_u = \frac{47995.96}{234.04} + 1.35 * 10 = 218.57 KN/m^2$



**Figure V.6 : Panneau de dalle**

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{35107.07}{234.04} + 10 = 160 \text{ KN/m}^2$   
 $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$  Alors, la dalle travaille dans les deux sens  
 ✓ L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.94 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0419 * 218.57 * 4.2^2 = 161.54 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 139.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 121.15 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 118.91 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -64.61 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
En travée	Sens x-x	121.15	10.39	7HA14=10.78	15
	Sens y-y	118.91	10.13	7HA14=10.78	15
En appuis		-64.61	5.40	5HA12=5.65	20

**Nota** : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

❖ **Vérification de condition de non fragilité**

- En travée :  $\begin{cases} e = 40 \geq 12 \\ \rho = 0,94 \end{cases} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  (Acier HA FeE400)
- Sens xx:  $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$  condition vérifiée  
 $A_t^x = 10.39 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$
  - Sens yy:  $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 10.13 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.22/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 5.4 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 4.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 253.87 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 216.35 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 253.87 \text{ KN}$$



$$\tau_u = \frac{253.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.72 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y = \begin{cases} \rho = 0.94 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0491. \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0491 * 160 * 4.2^2 = 138.57 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 125.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 103.92 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 107.03 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = 55.42 \text{ KN.m}$

❖ Vérification des contraintes :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau V.2 Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 103.92	10.78	9.14	146312.7	6.49	vérifiée	275.50	Non vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 107.03	10.78	9.14	146312.7	6.49		383.75	
appuis	M <sub>a</sub> = -55.42	5.65	6.90	83344.89	4.58		280.27	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A<sub>s</sub>.

Tableau V.3 calcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 103.92	4.2063 * 10 <sup>-3</sup>	0.344	16.63	6HA20=18.85	15
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 107.03	4.333 * 10 <sup>-3</sup>	0.349	17.16	6HA20=18.85	15
appuis	M <sub>a</sub> = -55.42	2.243 * 10 <sup>-3</sup>	0.255	8.58	6HA14=9.24	15

Tableau V.4 Revivifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 103.92	18.85	11.5	232192.4	5.14	Vérifiée	157.76	Vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 107.03	18.85	11.5	232192.4	5.30		162.48	
Appuis	M <sub>a</sub> = -55.42	9.24	8.56	128262.69	3.69		171.36	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

❖ Espacement des armatures :

- ✓ Sens x-x:  $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
- ✓ Sens y-y:  $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

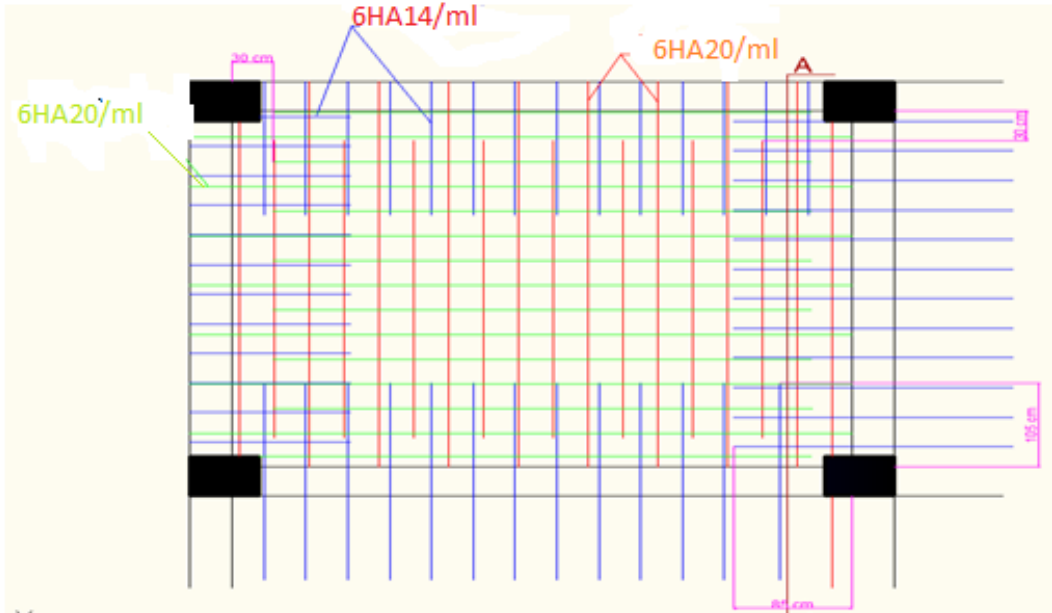


Figure V.7 schéma de ferrailage de radie

## V.2 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

### V.2.1 Dimensionnement de la nervure :

- ✓ Sens x-x :

$$h_t = 0.9\text{m}, h_r = 0.40\text{m}, b_0 = 0.60\text{m}, d = 0.85\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{395}{10}; \frac{295}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(39.5; 147.5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 35\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 130\text{cm}$$

- ✓ Sens y-y :

$$b = 125\text{cm}$$

- ✓ Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les

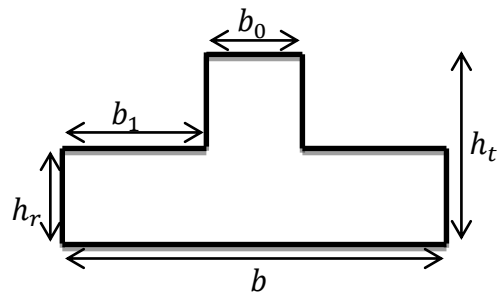


Figure V.8: Section de la nervure à ferrailer

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

**V.2.2. Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = -0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

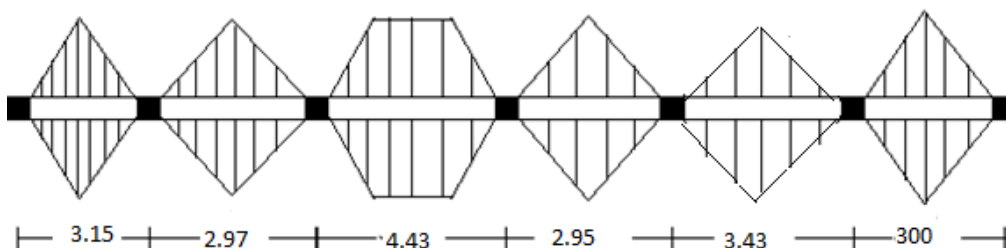
$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Sens X-X :**



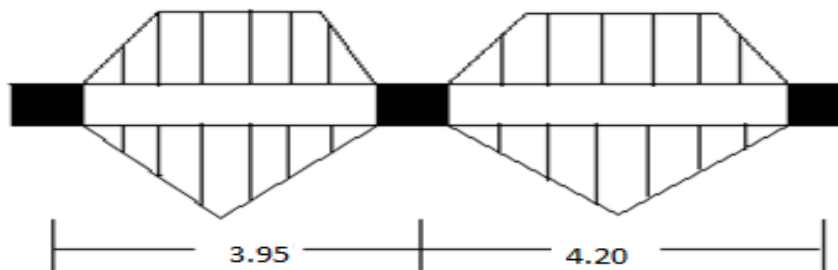
**Figure V.9** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

On a:  $q_u = 218.22 \text{ KN/m}^2$

<b>Tableau .5</b> les sollicitations a l'ELU (sens X-X)						
Travée	l (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
			M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	3.15	477.19	0	-446.31	1,278	389.74
B-C	2.97	450.96	-446.31	-703.7	1,293	69.44
C-D	4.43	680.34	-703.7	-702.42	2,215	915.05
D-E	2.95	448.05	-702.42	-386.97	1,714	44.54
E-F	3.45	520.9	-386.97	-474.79	1,676	344.74
F-G	3.00	455.34	-474.79	0	1,848	302.36

<b>Tableau V.6</b> Sollicitations maximales (sens X-X)		
Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	915.05	-703.7
Effort tranchant (KN)	1461.34	

**Sens Y-Y :**



**Figure V.10** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y

On a :  $q_u = 218.22 \text{ KN/m}^2$

<b>Tableau V.7</b> Sollicitations a l'ELU (sens y-y)						
Travée	l (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
			M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	3.95	623.27	0	1229.63	1.47	678.49
B-C	4.20	631.29	-1229.63	0	2.56	845.06

<b>Tableau V.8</b> Sollicitations maximales (sens Y-Y)		
Localisation	Travée	Appuis

Moment (KN.m)	845.06	1229.63
Effort tranchant (KN)	1618.47	

**V.2.3. Ferrailage :**

**Tableau V.9** Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens X-X	Travée	915.05	32.07	13.34	4HA16+8HA20=33.17
	Appui	703.7	25.10	6.15	8HA20=25.13
Sens Y-Y	Travée	845.06	29.59	12.82	8HA20+4HA12=29.65
	Appui	1229.6	47.4	5.64	6HA25 + 6HA20 = 48.3

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.1f_{c28}, 4\text{MPa}] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a :  $q_s = 160 \text{ KN/m}^2$ .  
 $\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$

**Tableau V.10** Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	670.18	6.04	260.10	N Vérifiée
	Appui	-515.38	8.37	269.84	N Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	618.47	5.96	267.91	N Vérifiée
	Appui	-900.47	9.88	250.49	N Vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

**Tableau V.11** Calcul des sections d'armature a l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	M <sub>t</sub> = 670.18	3.5 * 10 <sup>-3</sup>	0.17	41.45	10HA25	15
x-x	M <sub>a</sub> = -515.38	5.89 * 10 <sup>-3</sup>	0.39	34.56	10HA25	15
y-y	M <sub>t</sub> = 618.47	3.39 * 10 <sup>-3</sup>	0.31	40.24	10HA25	15
y-y	M <sub>a</sub> = -900.47	10.30 * 10 <sup>-3</sup>	0.51	63.30	13HA25	15

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 25 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3\text{Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Figure V.10

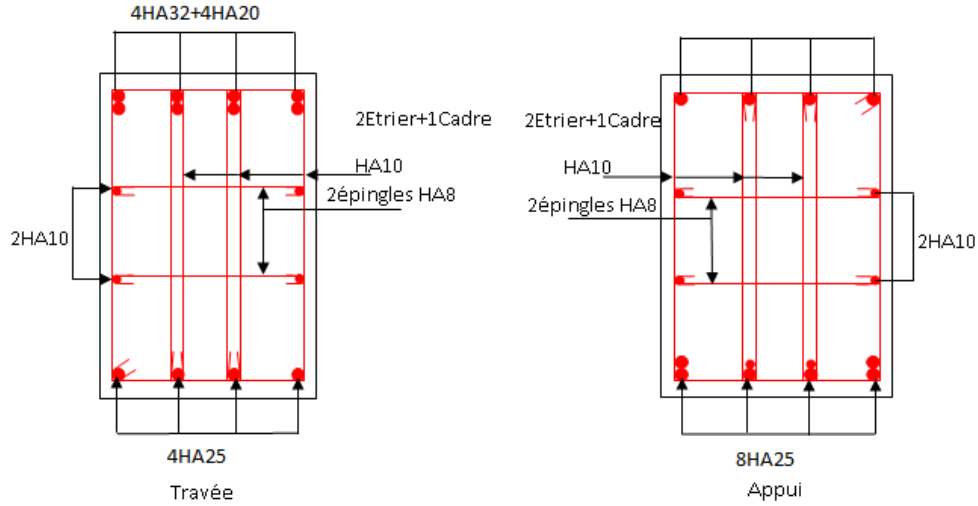


Figure V.11 schéma de ferrailage de la nervure selon X-X

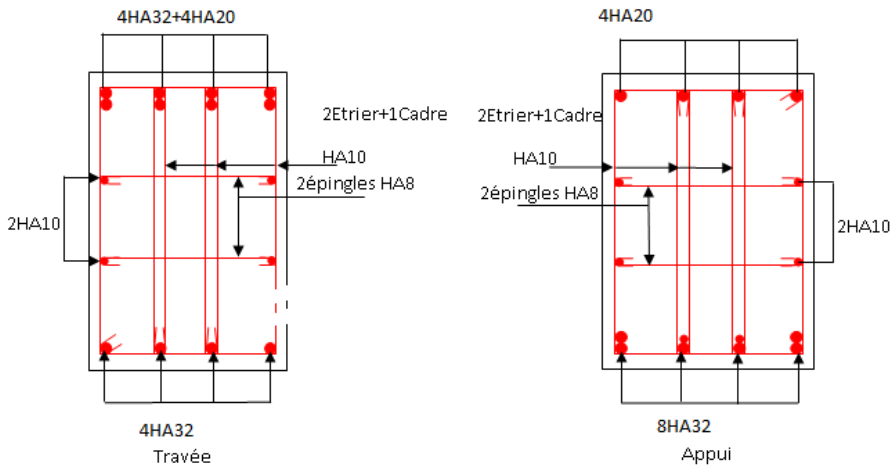


Figure V.12 schéma de ferrailage de la nervure selon Y-Y

### V.3 étude du mur adossé

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un mur continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). L'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale  $E_p \geq 15$  cm .

#### V.3.1 Dimensions de mur:

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend,  $E_p = 20$  cm

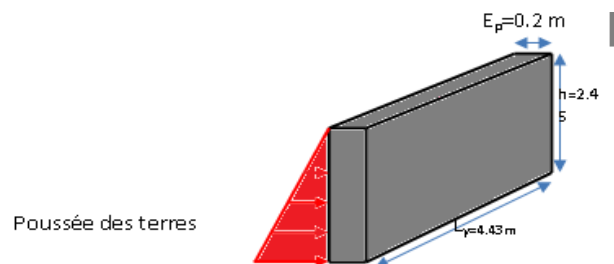


Figure V.13 Poussé des terres sur les murs adossés

#### V.3.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 20.8 \text{ KN/m}^3$ .
- ✓ Angle de frottement :  $\phi = 19.29^\circ$
- ✓ Cohésion :  $C=0$ .

#### V.3.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

#### V.3.4 Sollicitations :

##### A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_1 = 20.8 \times 2.45 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{19.29}{2} \right) = 25.65 \text{ KN/m}^2.$$

##### B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges  $Q=10\text{KN/m}^2$ .

$$P_2 = Q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{19.29}{2} \right) = 5.03 \text{ KN/m}^2.$$

**VI.3.5 Ferrailage de voile périphérique :**

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 2.45 \text{ m} \\ L_y = 4.43 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 7.55 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.45 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 42.17 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 33.51 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.55 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.} \begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

- **ELU** : ( $v = 0$ )

**Tableau V.12** ferrailage des murs adossés

Désignation	$q_u = 33.51\text{KN/m}^2$	
	Sens x-x	Sens y-y
Mt (KN.m)	13.48	3.82
$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.31	0.64
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2	2
$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3HA10= 2.36	4HA8 = 2.01
$M_a$ (KN.m)	7.19	1.79
$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.22	0.30
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2	2
$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

❖ **Vérification au cisaillement:**

$$V_u^x = 37.53 \text{ KN}, V_u^y = 6.34 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{bd} = 0.22 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = 0.037$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :



**Tableau V.13** Vérification des contraintes

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	10.21	2.36	0.031	$7.83 \cdot 10^{-5}$	4.08	271.36	non Vérifiée
	En appuis	5.44	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	2.33	81.8	Vérifiée
Sens y-y	En travée	3.82	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	0.96	149.17	Vérifiée
	En appuis	1.79	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	2.05	70.20	Vérifiée

**Tableau V.14** Calcul des sections d'armatures à l'ELS

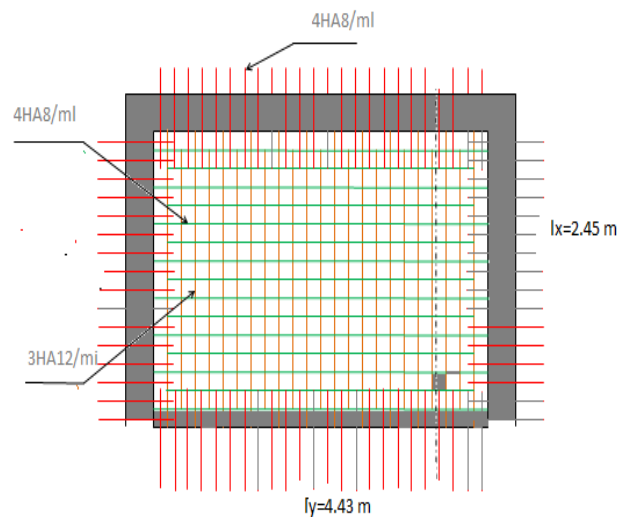
Sens	Moments (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{calc}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$\sigma_s$ (MPa)
x-x	$M_t^x = 10.21$	$1.75 \cdot 10^{-3}$	0.22	3.22	3HA12=3.39	191.10

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante :

- ✓ Sens X-X:  $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . Alors,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- ✓ Sens Y-Y:  $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . Alors,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **Schémas de ferrailages:**



**Figure V.14** schéma de ferrailage du mur adossé.

## *Conclusion générale*

# Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (**ETABS 2016**) et les programmes conçus pour le calcul des structures tel que le **CBA99** et le **BAEL99**. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
2. La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, pour la disposition des voiles à cause de la diminution de la rigidité en plan et l'emplacement de la cage d'escalier et de l'assesseure qui a provoqué une torsion.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portique"
4. L'existence des voiles dans la structure à permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donne lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Pour l'infrastructure, le radier général est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# *Liste bibliographique*

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99.  
(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- Règles Parasismiques Algériennes.  
(Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.  
(Edition CGS Octobre 1988).
- DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.  
(Edition OPU 2005).
- DTR –BC 2.332 : Règles de calcul des fondations profondes.  
(Edition OPU).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).  
(Edition CGS Décembre 1993).
- Cours de béton armé
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## Logiciels

- **ETABS 2016**
- **SOCOTEC**

# *Annexes*

## Annexe 1

$\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

# Annexe 2

## Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.8$$

		$u/Lx$										
		$v/Ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027



## Annexe 3

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Annexe 4

## Performances & Raffinement

### Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG	
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	190 x 210	140	140	
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	190 x 210	140	140	
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	190 x 210	140	140	
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	190 x 210	155	160	
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	190 x 210	155	160	
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	4.00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320			
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320			
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transdrom 2 (variation de tension sans bruit). (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-12 figurant en italique les valeurs du fascicule de documentation D 82-208. (3) La puissance est calculée suivant la norme C-15-100 et C-15-105.

## Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	35000	13500	2500
540		260	520	240	200 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	36000	14000	3000
590		260	520	280	230 x 140	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	18000	5000
						⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	19500	7000



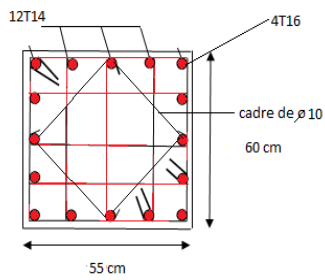
Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour le Rééquipement des Handicapés (autorisation d'emploi n° 0011). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

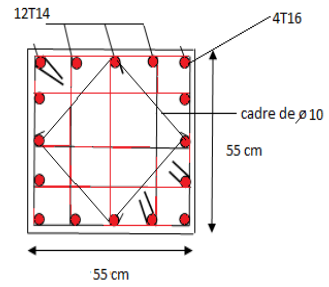
# **Annexe 5**

## **Schéma de ferrailage des éléments**

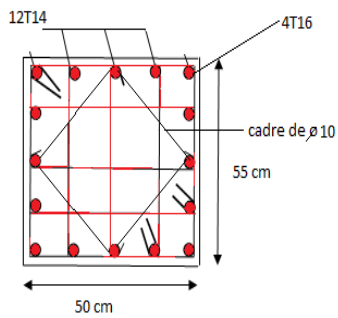
## FERRAILLAGE DES POTEAUX



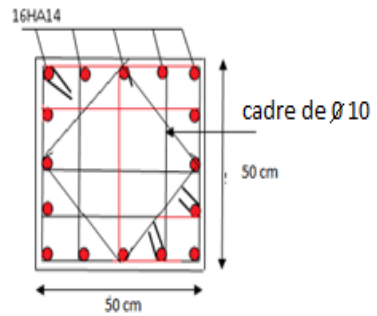
**RDC et 1<sup>ère</sup> étage**



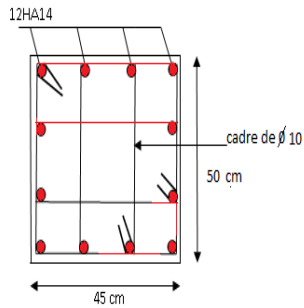
**2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage**



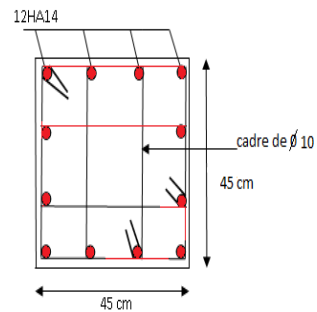
**4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage**



**6<sup>ème</sup> étage**

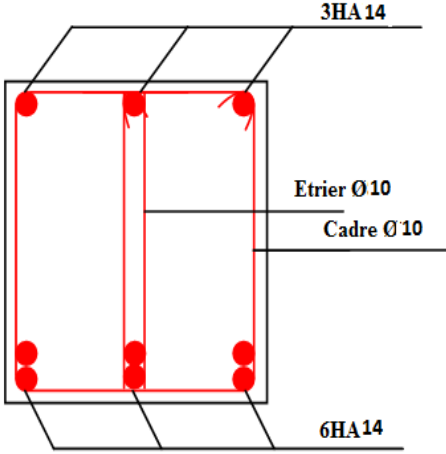
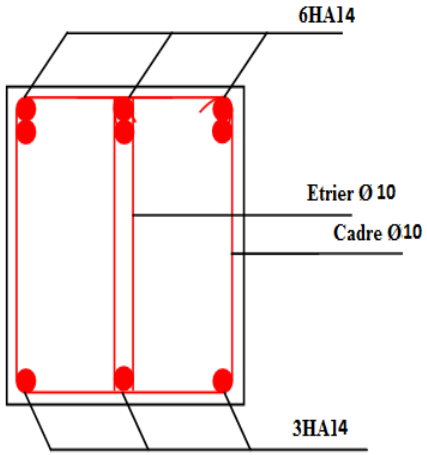
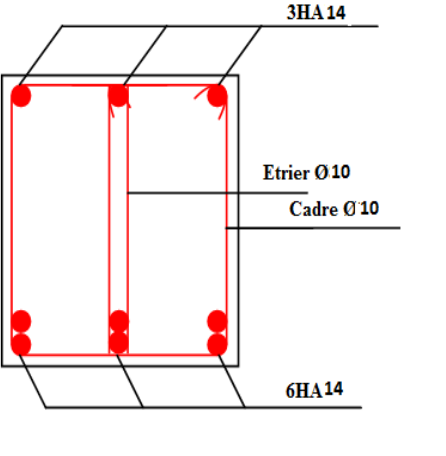
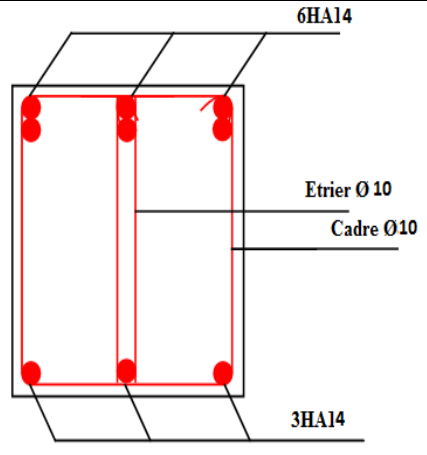
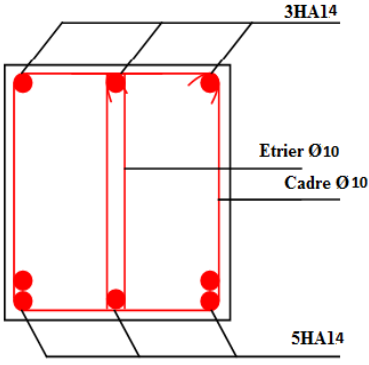
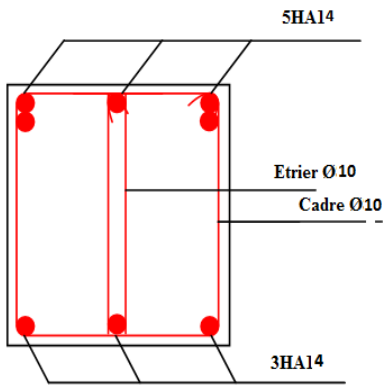


**7<sup>ème</sup> étage**



**8<sup>ème</sup> étage**

## FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

	TRAVEE	APPUIS
<p><b><u>SOUS-SOL</u></b> <b><u>PP(45*30)</u></b></p>	 <p>3HA14 Etrier Ø10 Cadre Ø10 6HA14</p>	 <p>6HA14 Etrier Ø10 Cadre Ø10 3HA14</p>
<p><b><u>HABITATION</u></b></p>	 <p>3HA14 Etrier Ø10 Cadre Ø10 6HA14</p>	 <p>6HA14 Etrier Ø10 Cadre Ø10 3HA14</p>
<p><b><u>TERRASSE</u></b></p>	 <p>3HA14 Etrier Ø10 Cadre Ø10 5HA14</p>	 <p>5HA14 Etrier Ø10 Cadre Ø10 3HA14</p>

## FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

	TRAVEE	APPUIS
<p><b><u>SOUS-SOL</u></b> <b><u>Ps(40*30)</u></b></p>	<p style="text-align: right;">3HA14</p> <p style="text-align: right;">Etrier Ø8</p> <p style="text-align: right;">Cadre Ø8</p> <p style="text-align: right;">5HA12</p>	<p style="text-align: right;">5HA12</p> <p style="text-align: right;">Etrier Ø8</p> <p style="text-align: right;">Cadre Ø8</p> <p style="text-align: right;">3HA14</p>
<p><b><u>HABITATION</u></b></p>	<p style="text-align: right;">3HA14</p> <p style="text-align: right;">Etrier Ø8</p> <p style="text-align: right;">Cadre Ø8</p> <p style="text-align: right;">5HA14</p>	<p style="text-align: right;">5HA14</p> <p style="text-align: right;">Etrier Ø8</p> <p style="text-align: right;">Cadre Ø8</p> <p style="text-align: right;">3HA14</p>
<p><b><u>TERRASSE</u></b></p>	<p style="text-align: right;">3HA12</p> <p style="text-align: right;">Etrier Ø8</p> <p style="text-align: right;">Cadre Ø8</p> <p style="text-align: right;">5HA12</p>	<p style="text-align: right;">5HA12</p> <p style="text-align: right;">Etrier Ø8</p> <p style="text-align: right;">Cadre Ø8</p> <p style="text-align: right;">3HA12</p>

**Annexe 6**

**Conclusion du rapport de  
sol**



## VIII. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière de 114 logements est situé sur un terrain doté d'une pente faible à moyenne; caractérisé par de faibles dépressions.

Il est limité à l'Est par la rue ATALA AEK, à l'Ouest par la zone non aedificandie, au Nord par l'ilot n° 15, n° 16 et une bâtisse en R+1 et au Sud par l'ilot n° 12 et un Oued.

La géologie du site est constituée par des argiles limoneuses noirâtres et rougeâtre légèrement graveleuse, une nappe alluvionnaire de dimensions moyennes à grossières composée par des argiles, limons, graviers, galets et blocs calcaire et gréseux, reposant sur une formation de marnes limoneuses associées avec des grés.

En se basant sur la nature du sous-sol, les caractéristiques géotechniques ainsi que les résultats des essais pénétrométriques nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **2m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **1,5 bars**.

Le sous sol du site est constitué par une nappe alluvionnaire, composée par des argiles, sables, graviers, galets et blocs, d'où cette formation hétérogènes peuvent engendrer des tassements différentiels, d'où il ya lieu d'opter pour un compactage de l'assise de fondation afin d'éliminer tous les vides.

Les tassements seront ressentis lors de la construction de l'ouvrage qui consiste à la réorganisation des éléments graveleux

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, il ya lieu d'effectuer :

- Un drainage efficace des eaux pluviales et les eaux de surface.
- Réaliser des dispositifs de protection du ravin contre les affouillements et l'érosion
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des structures en béton armés.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure

INGÉNIEUR CHARGÉ DE L'ÉTUDE

*Signature*

LE DIRECTEUR

Directeur de l'Agence Nationale de Contrôle Qualité & Environnement  
A. DIOUDER  
S.N.C  
RUE W. BEN JALIL  
AGW - 156/2008  
018057-01000

**Annexe 7**

**Plans architecturaux du**

**Bâtiment**