

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
**Université A. MIRA - Bejaia**

**Faculté de Technologie**  
**Département de génie civil**  
**Filière : génie civil**  
**Option : Matériaux et Structures**



Mémoire de Fin de Cycle  
En vue de l'obtention du diplôme

**MASTER**

*Thème*

**Etude d'un Bâtiment en béton armé  
(R+11+Duplex+Entre sol) à Usage d'Habitation  
implanté à Bejaia**

Présenté par : **M<sup>r</sup> AIT MANSOUR Zaid**  
**M<sup>r</sup> AIT BRAHAM Nouredine**

Soutenu en: **Juin 2017**

Devant le jury composé de :

Présidente  
Examinateur  
Encadreur

**M<sup>me</sup> BOUCHE**  
**M<sup>r</sup> SADAoui**  
**M<sup>r</sup> GUECHARI L.**

**Année universitaire : 2016 / 2017**

## *Remerciements*

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

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr GUECHARI Lounis, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.*

*Nous remercions, en particulier, Mr BOUZIANE Abderrezak de sa précieuse aide.*

*Au personnel du société d'architectes BART*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.*

*Noureddine et Zaid*

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ✓ A mes grands parents*
- ✓ A mes frères Yacine et Karim*
- ✓ A ma sœur Ouardia*
- ✓ A tous mes amis*
- ✓ En fin, je remercie mon ami mon binôme AIT MANSOUR Zaid qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Noureddine*

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- *A toute ma famille*
- *A mon binôme et sa famille*
- *A mes frères « Mokhtar, Mokran, Karim, Zahir, Samir, Menad »*
- *A tous mes amis (es) sans exception*
- *A mes copains de chambre « Atmane, Nadjib, Abderrezak »*
- *A toute la promotion génie civil 2016/2017*

*Zaid*

## Symboles et notations

Symboles	Notations
<b><i>A'</i>, <i>Aser</i></b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<b><i>At</i></b>	Section d'un cours d'armature transversale.
<b><i>A</i></b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b><i>α</i></b>	Coefficient de la fibre neutre
<b><i>B</i></b>	Aire d'une section de béton
<b><i>Br</i></b>	Section réduite
<b><i>b</i></b>	La largeur en générale.
<b><i>c</i></b>	Cohésion du sol
<b><i>D</i></b>	Facteur d'amplification dynamique
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale
<b><i>Ei</i></b>	Module de Yong instantané
<b><i>Ev</i></b>	Module de Yong différé.
<b><i>Es</i></b>	Module d'élasticité de l'acier
<b><i>ELU</i></b>	Etat limite ultime.
<b><i>ELS</i></b>	Etat limite de service.
<b><i>fbu</i></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><i>fe</i></b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b><i>fc28</i></b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>ft28</i></b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>fji</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<b><i>fgi</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<b><i>fqi</i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b><i>fgv</i></b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b><math>\Delta f</math></b>	Fleche totale
<b><math>\Delta f_{adm}</math></b>	Fleche admissible
<b><i>G</i></b>	Charges permanentes.
<b><i>H</i></b>	Hauteur.
<b><i>ht</i></b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<b><i>hcc</i></b>	Hauteur du corps creux
<b><i>hr</i></b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b><i>hdc</i></b>	Hauteur de la dalle de compression
<b><i>he</i></b>	Hauteur libre d'étage.

<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie
<b><i>I<sub>f</sub></i></b>	Moment d'inertie fissuré
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<b><i>L</i></b>	Portée d'un élément.
<b><i>L<sub>max</sub></i></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b><i>L<sub>x</sub></i></b>	Distance entre de deux poutrelles
<b><i>L<sub>y</sub></i></b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b><i>M</i></b>	Moment en générale.
<b><i>M<sub>a</sub></i></b>	Moment en appui.
<b><i>M<sub>t</sub></i></b>	Moment en travée.
<b><i>M<sub>0</sub></i></b>	Moment isostatique
<b><i>N</i></b>	Effort normal
<b><i>n</i></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<b><i>R</i></b>	Coefficient de comportement global.
<b><i>S</i></b>	Section d'un élément.
<b><i>S<sub>rad</sub></i></b>	Surface du radier.
<b><i>S<sub>t</sub></i></b>	Espacement des armatures.
<b><i>T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub></i></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<b><i>V</i></b>	Effort tranchant
<b><i>W</i></b>	Poids de la structure.
<b><i>σ<sub>bc</sub></i></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><i>σ<sub>st</sub></i></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><i>γ<sub>b</sub></i></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><i>γ<sub>w</sub></i></b>	Pois volumique de l'eau.
<b><i>γ<sub>s</sub></i></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<b><i>σ<sub>adm</sub></i></b>	Contrainte admissible.
<b><i>τ</i></b>	Contrainte de cisaillement
<b><i>ξ</i></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><i>C<sub>T</sub></i></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<b><i>β</i></b>	Coefficient de pondération
<b><i>λ<sub>i</sub></i></b>	Coefficient instantané
<b><i>λ<sub>v</sub></i></b>	Coefficient différé.

**Table des matières**

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
I.1. Présentation du projet .....	2
I.1.1. Description architecturale .....	2
I.1.2. Données géotechniques du site .....	2
I.2. Les états limites (BAEL91) .....	2
I.2.1. Définition .....	2
I.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites.....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.3.1. Le béton.....	3
I.3.2. Acier .....	4
I.4. Règlements et normes utilisées.....	4
<b>Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments</b>	
II.1. Introduction .....	5
II.2. Disposition des poutrelles.....	5
II.3. Pré-dimensionnement des planchers .....	5
II.3.1. Plancher à corps creux .....	5
II.3.2. Les planchers à dalle pleine .....	6
II.4. Les poutres.....	8
II.4.1. Poutres principales [P.P].....	7
II.4.2. Les poutres secondaires [P. S] .....	8
II.5. Les voiles.....	9
II.6. Les poutrelles.....	9
II.7. Les escaliers.....	10
II.8. L'acrotère.....	12
II.9. Evaluation des charges et des surcharges .....	12
II.10. Pré-dimensionnement des poteaux .....	15
<b>Chapitre III : Etudes des éléments secondaires</b>	
III.1. Introduction .....	27
III.2. Calcul des planchers.....	27
III.2.1. Plancher à corps creux.....	27
III.2.2. Étude des dalles pleines.....	48

III.3. Étude des escaliers .....	61
III.3.1. Calcul de l'escalier .....	61
III.3.2. Le palier intermédiaire.....	66
III.3.3. Étude de la poutre palière .....	68
III.4. Calcul de la poutre de chainages .....	73
III.5. Etude de l'ascenseur.....	76
III.6. Calcul de l'acrotère .....	83
<b>Chapitre IV: Etudes dynamique</b>	
IV.1. Introduction.....	89
IV.2. Choix de la méthode de calcul .....	89
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	89
IV.2.2. Méthode dynamique .....	89
IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale .....	89
IV.4. Disposition des voiles.....	92
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par SAP 2000 .....	93
IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003. ....	100
IV.7. Conclusion .....	100
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
V.1. Introduction .....	101
V.2. Étude des poteaux.....	101
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 .....	101
V.2.2. Sollicitations de calcul.....	102
V.2.3. Calcul du ferrailage .....	102
V.2.4. Vérifications .....	106
V.3. Etude des poutres.....	111
V.3.1. Les recommandations du RPA99 .....	111
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres .....	112
V.3.3. Les armatures transversales .....	112
V.3.4. Vérifications [BAEL 91] .....	113
V.4. Vérification des zones nodales .....	117
V.4. Etude des voiles.....	120
V.4.1. Introduction.....	120
V.4.2. Les recommandations du RPA99 .....	120



V.4.3. Calcul des sollicitations .....	121
V.4.4. Ferrailage des voiles .....	121
V.4.5. Vérification à l'effort tranchant .....	125
<b>Chapitre VI : Etudes de l'infrastructure</b>	
VI .1. Introduction .....	126
VI .2. Combinaisons de calcul .....	126
VI.3. Choix du type des fondations.....	126
VI.3.1. Vérification des semelles isolées .....	126
VI.3.2. Vérification des semelles filantes.....	127
VI.3.3. Etude du radier général.....	129
VI.4. Ferrailage du radier .....	133
VI.5. Etude des nervures .....	136
VI.5.1. Vérification a L'ELU .....	139
VI.6. Etude du Voile périphérique .....	141
Conclusion générale .....	145
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexe</b>	
<b>Plan de la structure</b>	

**Liste des figures**

<b>Figure II.1.</b> Schémas de la disposition des poutrelles (niv 1-10).....	5
<b>Figure II.2.</b> Coupe du plancher à corps creux.....	6
<b>Figure II.3.</b> Dalle sur un seul appui.....	7
<b>Figure II.4.</b> Dalle sur deux appuis.....	7
<b>Figure II.5.</b> Dalle sur trois appuis .....	7
<b>Figure II.6.</b> Dalle sur quatre appuis .....	7
<b>Figure II.7.</b> Schéma d'un voile .....	9
<b>Figure II.8.</b> Coupe transversale d'une poutrelle.....	10
<b>Figure II.9.</b> Schéma de l'escalier. ....	10
<b>Figure II.10.</b> Schéma de l'escalier à deux volées.....	11
<b>Figure II.11.</b> Coupe de l'acrotère. ....	12
<b>Figure II.12.</b> Schéma de dégression des surcharges. ....	17
<b>Figure II.13.</b> Surface afférente du poteau PB5 (terrasse inaccessible) .....	17
<b>Figure II.14.</b> La surface afférente du poteau PB5 (terrasse accessible).....	17
<b>Figure II.15.</b> La surface afférente du poteauPB5 (étage courant).....	18
<b>Figure II.16.</b> La surface afférente du poteau le PC3(terrasse inaccessible +accessible) .....	21
<b>Figure II.17.</b> La surface afférente du poteau le PC3( étage courant) .....	21
<b>Figure III.1.</b> Schéma d'une poutre continue .....	27
<b>Figure III.2.</b> Moments d'une poutre à plus de 2travées .....	28
<b>Figure III.3.</b> Moments d'une poutre à 2 travées .....	28
<b>Figure III.4.</b> Effort tranchant d'une poutre à 2 travées .....	29
<b>Figure III.5.</b> Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	29
<b>Figure III.6.</b> Schéma statique de poutrelle type 5.....	32
<b>Figure III.7.</b> Schéma statique d'une poutrelle type 4.....	34
<b>Figure III.8.</b> Schéma statique d'une poutrelle type 8.....	36
<b>Figure III.9.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	48
<b>Figure III.10.</b> Panneau sur 4 appuis .....	48
<b>Figure III.11.</b> Section de la dalle pleine à ferrailer.....	49
<b>Figure III.12.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis. ....	52
<b>Figure III.13.</b> Panneau sur 3 appuis .....	53
<b>Figure III.14.</b> Section de la dalle pleine à ferrailer.....	53
<b>Figure III.15.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis .....	55
<b>Figure III.16.</b> Panneau sur deux appuis .....	56

<b>Figure III.17.</b> Section de la dalle pleine à ferrailer. ....	56
<b>Figure III.18.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis. ....	58
<b>Figure III.19.</b> Panneau sur un seul appui .....	59
<b>Figure III.20.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui .....	60
<b>Figure III.21.</b> Schéma de l'escalier à 2volées.....	61
<b>Figure III.22.</b> Schéma statique de l'escalier .....	61
<b>Figure III.23.</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU .....	62
<b>Figure III.24.</b> Schéma statique de palier intermédiaire.....	66
<b>Figure III.26.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	68
<b>Figure III.27.</b> Schéma statique de la poutre palière. ....	68
<b>Figure III.28.</b> Section creuse équivalente .....	70
<b>Figure III.29.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière. ....	72
<b>Figure III.30.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chainage. ....	76
<b>Figure III.31.</b> Coupe transversale d'ascenseur .....	76
<b>Figure III.32.</b> Schémas représentant la surface d'impacte.....	77
<b>Figure III.33.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine du locale machinerie .....	80
<b>Figure III.34.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....	83
<b>Figure III.35.</b> Schéma statique de l'acrotère.....	84
<b>Figure III.36.</b> Section à ferrailer. ....	85
<b>Figure III.37.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	88
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	92
<b>Figure IV.2.</b> Disposition des voiles.....	93
<b>Figure IV.3.</b> Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000 .....	94
<b>Figure IV.4.</b> (mode1) translation suivant l'axe y-y.....	94
<b>Figure IV.5.</b> (mode2) translation suivant l'axe x-x.....	95
<b>Figure IV.6.</b> (mode3) rotation suivant l'axe z-z.....	95
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale.....	101
<b>Figure V.2.</b> Section d'un poteau.....	108
<b>Figure V.3.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	117
<b>Figure V.4.</b> Répartition des moments dans les zones nodales.....	118
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{x5}$ .....	125
<b>Figure VI.1.</b> Schéma d'une semelle isolée.....	126
<b>Figure VI.2.</b> Schéma d'une Semelle filante .....	127
<b>Figure VI.3.</b> Dimension du radier. ....	129

<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage de radier. ....	135
<b>Figure VI.5.</b> Schéma des lignes de rupture du radier .....	136
<b>Figure VI.6.</b> Schéma statique de la nervure selon X-X.....	137
<b>Figure VI.7.</b> Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	137
<b>Figure VI.8.</b> Section à ferrailer .....	138
<b>Figure VI.9.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	140
<b>Figure VI.10.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	141
<b>Figure. VI.11.</b> Répartition des contraintes sur le voile. ....	142
<b>Figure VI.12.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	145

Liste des tableaux

<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	12
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux.....	13
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à dalle pleine.....	13
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges de plancher courant à corps creux .....	13
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine .....	14
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges de balcon .....	14
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges de volé .....	14
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation des charges de palier .....	15
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation des charges de murs extérieurs .....	15
<b>Tableau II.10.</b> Evaluation des charges de l'acrotère.....	15
<b>Tableau II.11.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	16
<b>Tableau II.12.</b> Evaluation de la descente de charge de poteau PB5. ....	18
<b>Tableau II.13.</b> Evaluation de la descente de charge de poteau PC3. ....	22
<b>Tableau II.14.</b> Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux .....	24
<b>Tableau II.15.</b> Résultats de la Vérification à la compression simple.....	25
<b>Tableau II.16.</b> Résultats de la vérification au flambement. ....	26
<b>Tableau III.1.</b> Les différents types de poutrelles .....	30
<b>Tableau III.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	31
<b>Tableau III.3.</b> Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions	31
<b>Tableau III.4.</b> Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.....	34
<b>Tableau III.5.</b> Les sollicitations de la poutrelle type 8(terrasse accessible).....	36
<b>Tableau III.6.</b> Les sollicitations des poutrelles (étages courants).....	36
<b>Tableau III.7.</b> Ferrailage des poutrelles de tous les étages. ....	40
<b>Tableau III.8.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	42
<b>Tableau III.9.</b> Vérification de la flèche. ....	45
<b>Tableau III.10.</b> Ferrailage des poutrelles.....	47
<b>Tableau III.11.</b> Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.....	50
<b>Tableau III.12.</b> Vérification de la contrainte de compression dans le béton. ....	51
<b>Tableau III.13.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 03 appuis .....	53
<b>Tableau III.14.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis .....	56
<b>Tableau III.15.</b> Calcul du ferrailage du panneau sur un seul appui. ....	59
<b>Tableau III.16.</b> Calcul des sollicitations dans l'escalier .....	63
<b>Tableau III.17.</b> Ferrailage de l'escalier .....	64

<b>Tableau III.18.</b> Vérification les contraintes dans l’escalier .....	65
<b>Tableau III.19.</b> Evaluation de la flèche dans la partie de l’escalier.....	65
<b>Tableau III.20.</b> Le ferrailage du palier intermédiaire. ....	66
<b>Tableau III.21.</b> Ferrailage de la poutre palière. ....	69
<b>Tableau III.22.</b> Verification les contraintes .....	72
<b>Tableau III.23.</b> Vérification la flèche .....	72
<b>Tableau III.24.</b> Armatures longitudinales de poutre de chaînage.....	74
<b>Tableau III.25.</b> Vérification les contraintes dans le béton.....	75
<b>Tableau III.26.</b> Vérification de la flèche. ....	75
<b>Tableau III.27.</b> Calcul de Ferrailage.....	78
<b>Tableau III.28.</b> Vérification des contraintes .....	80
<b>Tableau III.29.</b> Ferrailage de la dalle d’ascenseur.....	81
<b>Tableau III.30.</b> Vérification des contraintes .....	82
<b>Tableau III.31.</b> Les sollicitations du calcul. ....	84
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités .....	90
<b>Tableau IV.2.</b> Périodes et taux de participation.....	93
<b>Tableau IV.3.</b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	96
<b>Tableau IV.4.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles. ....	96
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l’effort normal réduit. ....	97
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification des déplacements. (sens x-x).....	98
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements (sens y-y) .....	98
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification a L’effet P- $\Delta$ . ....	99
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification de la résultante des forces.....	100
<b>Tableau V.1.</b> Section d’armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux ...	102
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitation dans les poteaux .....	102
<b>Tableau V.3.</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux .....	105
<b>Tableau V.4.</b> Ferrailages transversale des poteaux .....	106
<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des poteaux des différents étages .....	107
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux .....	108
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	109
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des poteaux.....	110
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires .....	112
<b>Tableau V.10.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	114
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	114
<b>Tableau V.12.</b> Vérification de la contrainte limite de béton .....	114

---

<b>Tableau V.13.</b> section de ferrailage des poutres principales et secondaires .....	116
<b>Tableau. V.14.</b> Moments résistant dans les poteaux .....	118
<b>Tableau V.16.</b> Vérification de la zone nodale .....	119
<b>Tableau V.17.</b> Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC.....	121
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitations et ferrailage des voiles //xx au niveau RDC.....	122
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations et ferrailage des voiles // yy au niveau RDC.....	123
<b>Tableau V.20.</b> Sollicitations et ferrailage des voiles // xx au niveau 8.....	123
<b>Tableau V.21.</b> Sollicitations et ferrailage des voiles // yy au niveau 8.....	124
<b>Tableau VI.1.</b> Section d'armateur du radier.....	135
<b>Tableau VI.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	136
<b>Tableau VI.3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS .....	136
<b>Tableau VI.4.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	139
<b>Tableau VI.5.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens .....	139
<b>Tableau VI.6.</b> Résultats de ferrailage des nervures .....	140
<b>Tableau VI.7.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	141
<b>Tableau VI.8.</b> Ferrailage des nervures à l'ELS.....	141
<b>Tableau VI.9.</b> Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU.....	144
<b>Tableau VI.10.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	145
<b>Tableau VI.11.</b> Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELS .....	145

# **Introduction**

## **Générale**



### Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+1 en duplex + entre sol à usage d'habitation.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP2000
- ✓ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure

## Chapitre I

# Généralités

## I.1. Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+11 en duplex+entre sol (parking en béton armé), Ce projet est un ouvrage courant implanté à TALA MARKHA wilaya de BEJAIA classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres.

### I.1.1. Description architecturale

- Longueur en plan..... $L_x=29.67\text{m}$ .
- Largeur en plan..... $L_y=23.05\text{m}$ .
- Hauteur totale du bâtiment..... $H=42.50\text{m}$ .
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... $H_t=43,10\text{m}$ .
- Hauteur de l'entre sol..... $h_{es}=03.06\text{m}$ .
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc}=03.06\text{m}$ .
- Hauteur des étages courants..... $h_{eta}=03.06\text{m}$ .
- Hauteur des duplex..... $h_{dup}=2.89\text{m}$ .

### I.1.2. Données géotechniques du site

Le terrain réservé pour la réalisation de cette promotion immobilière à Tala Markha est dominés par des limons argileux parfois schisteux moyennement compacts en surface à très compacte en profondeur avec la rencontre de couches marneuses argileuse avec passage de bloc d'origine calcaire par endroit.

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).

-Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 2 bars.

-Les caractéristiques mécaniques jusqu' à 6m de profondeur :  $C=0.44$  bars,  $\Phi=18^\circ$ .

## I.2. Les états limites (BAEL91)

### I.2.1 : Définition

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

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

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

### I.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

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

- Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$ ,  $E_b$  module de Young de l'acier et béton respectivement.  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

### I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### I.3.1. Le béton

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

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

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

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

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

La résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (} j \leq 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \end{array} \right.$$

- **Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11)**

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

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

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

### I.3.2. Acier de construction

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- Fe E400 = 400 MPa.
- $\gamma_s = 1.15$  (situations courantes).
- $\gamma_s = 1.0$  (situations accidentel).

### I.4. Règlements et normes utilisés

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

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

## Chapitre II

# Pré-dimensionnement des éléments

## II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93

## II.2. Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

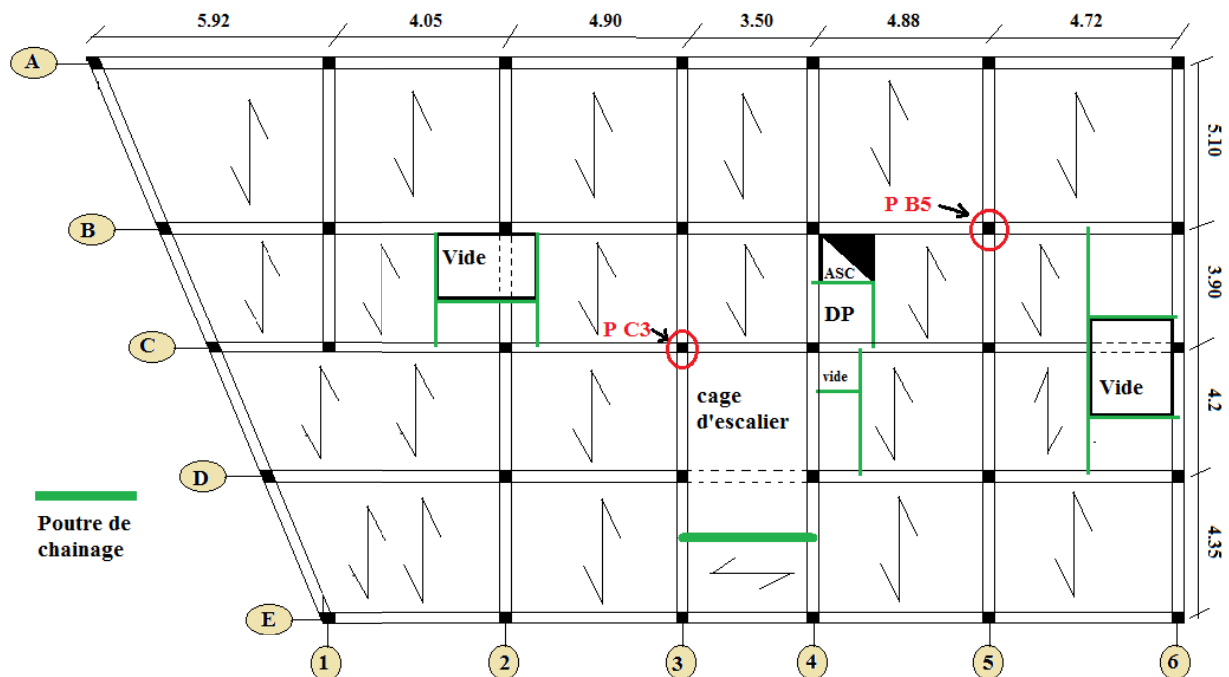


Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles (niv 1-10)

## II.3.Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et 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.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

### II.3.1.Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que

$h_t = h_{cc} + h_{dc}$  avec  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

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

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 5.1 - 0.3 = 4.8\text{m} \Rightarrow h_t \geq 4.8/22.5 = 21.33\text{cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 24cm

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la table de compression} \end{array} \right.$$

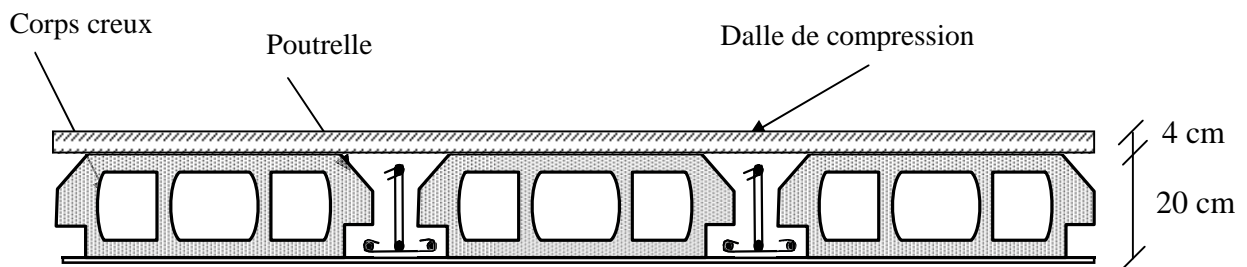


Figure II.2. Coupe du plancher à corps creux.

### II.3.2. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis  $\perp$ .
- $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appuis  $//$ .
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

$L_x$  : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

$L_y$  : est la grande portée de la dalle.

#### b. coupe-feu

- $e \geq 7\text{cm}$  .....pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ ..... pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{cm}$  ..... pour trois heures de coupe feu.



- Dalle sur un seul appui (D1)

$$e \geq L_x/20 = 2.5 \text{ cm}$$

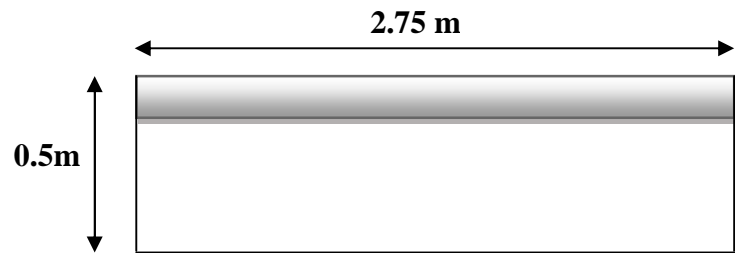


Figure II.3. Dalle sur un seul appui

- Dalle sur deux appuis (D2)

$$\rho = L_x / L_y = 0.44 > 0.4$$

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$$

$$e = 5.5 \text{ cm}$$

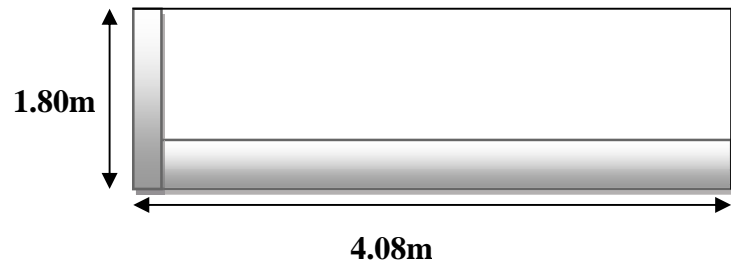


Figure II.4. Dalle sur deux appuis

- Dalle sur deux appuis (D3)

$$\rho = L_x / L_y = 0.32 < 0.4$$

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$$

$$e = 3.4 \text{ cm}$$

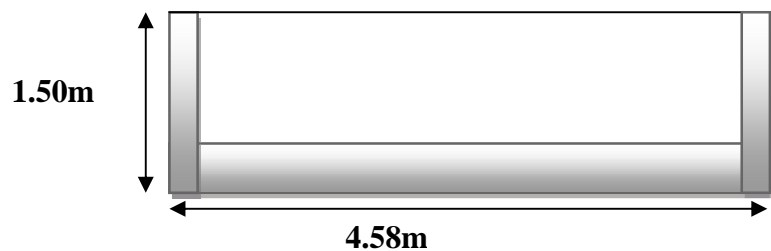


Figure II.5. Dalle sur trois appuis

- Dalle sur quatre appuis (D4)

$$\rho = L_x / L_y = 1.60/3.60 = 0.44 > 0.4$$

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$$

$$e = 3.6 \text{ cm}$$

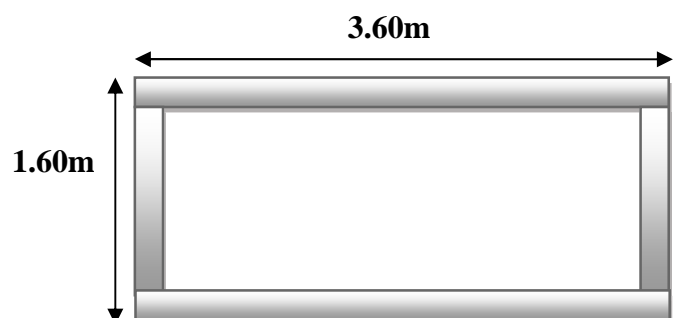


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

### Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e=13\text{cm}$ .

## II.4. Les poutres

### II.4.1. Poutres principales [P.P]

- **Définition**

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- **Pré dimensionnement**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où:

$$L_{\max} = 592 - 30 = 562 \text{ cm.} \Rightarrow 37.46 \text{ cm} \leq h \leq 56.2 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 45 \text{ cm}$**

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On adopte une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (30×45) cm<sup>2</sup>

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée} \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)}$$

### II.4.2. Les poutres secondaires [P. S]

- **Définition**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

$L_{\max}$ : portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm.} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : **h =35 cm**

**b =30 cm**

On prend : h=35cm et b=30cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h= 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

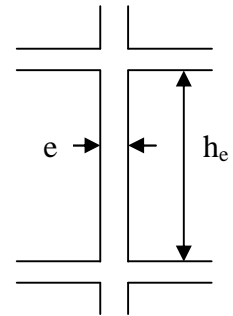
**II.5. Les voiles**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d’enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l’épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- 1)  $e \geq h_e /25$  pour les voiles simples tel que:  $h_e$  la hauteur libre d’étage
- 2)  $e \geq 15\text{cm}$
- 3)  $L \geq 4.e$  avec L : la largeur du voile

Dans notre cas :

- hauteur RDC et autres niveaux :  $306-20 = 286\text{cm}$ .
- hauteur du duplex :  $h_e = 289-20 = 269\text{cm}$ .



**Figure II.7.** Schéma d'un voile

- Pour le RDC et autres niveaux :  $h= 286\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{25} \Rightarrow e = 11.44\text{cm}$
- Pour les duplex :  $h=269\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{269}{25} \Rightarrow e = 10.75\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **e =15cm.**

**II.6. les poutrelles**

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

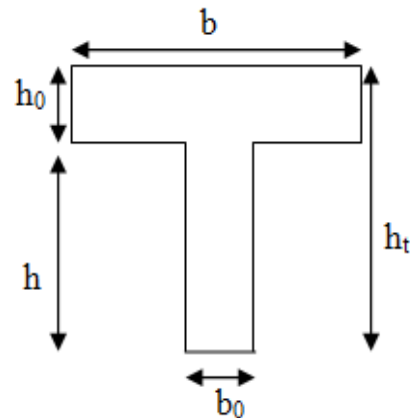
Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots\text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

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

$L_x$  : distance entre nus des poutrelles

$L_y$  : distance entre nus d'appuis des poutrelles.



**Figure II.8.** Coupe transversale d'une poutrelle.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h_t = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_{y \text{ min}} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

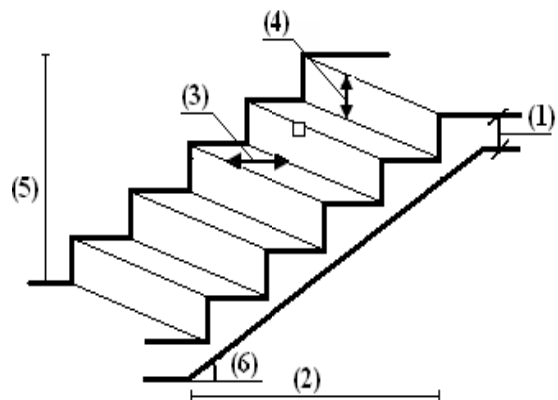
$$(b - 10)/2 \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 32 \text{ cm})$$

Ce qui donne  $b = 65 \text{ cm}$

### II.7. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1) :  $e$  (Épaisseur du palier de repos).
- (2) :  $L_0$  (projection horizontale de la paillasse).
- (3) :  $g$  (Giron) largeur de la marche.
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche).
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée).
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse).



**Figure II.9.** Schéma de l'escalier.

#### • Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64$$

où :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H_0}{n}$

Avec :  $\begin{cases} n : \text{nombre de contremarches.} \\ n-1 : \text{Nombre de marches.} \end{cases}$

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet : Escalier à deux volées droites avec un palier de repos

✓ **Volée**

Pour déterminer « **g** et **h** » on utilise la relation de BLONDEL :

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

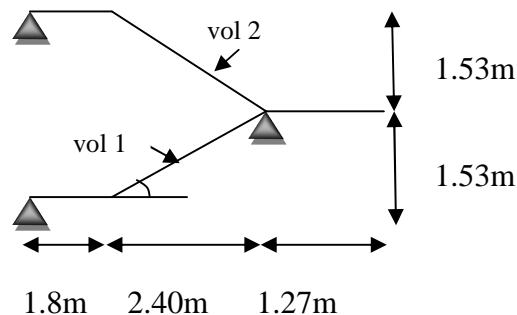
D'après le schéma statique du type1 nous avons :  $H_0=1.53\text{m}$  ;  $L_0=2.4\text{m}$ .

Remplaçant **g** et **h** dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 305 \times n + 153 = 0. \dots \dots \dots (2)$$



**Figure II.10.** Schéma de l'escalier à deux volées.

La résolution de (2) nous donne :  $n=9$  ;  $n-1=8$

Donc :  $\begin{cases} h = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \\ g = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \end{cases}$

L'épaisseur de la paillasse (*e*) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L=L_v+L_p$$

Avec  $L_v$  : longueur de la volé

$L_p$  : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.84\text{m}$$

$$L_p = 1.57\text{m}$$

$$L = 2.84 + 1.57 = 4.41$$

$$\frac{441}{30} \leq e \leq \frac{441}{20} \Rightarrow 14.7 \leq e \leq 22.05\text{cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e > 11\text{cm}$

Soit  $e = 16\text{cm}$ .

**Calcul de  $\alpha$**   $\quad \text{tg}(\alpha) = H_0/L_0 = 1.53/2.4 = 0.63 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

**II.8. L'acrotère**

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne jonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

$$H = 60\text{cm}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

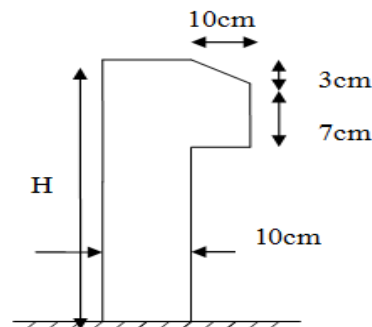


Figure II.11. Coupe de l'acrotère.

**II.9. Evaluation des charges et des surcharges**

➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux**

**Tableau II.1.** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.83
Charge d'exploitation Q				1

➤ **Plancher terrasse accessible à corps creux****Tableau II.2.** Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.86
Charge d'exploitation Q				1.5

➤ **Plancher terrasse accessible à dalle pleine****Tableau II.3.** Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Dalle pleine	0.13	25	3.25
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.81
Charge d'exploitation Q				1.5

➤ **Plancher courant à corps creux****Tableau II.4.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.66
Charge d'exploitation Q				1.5

## ➤ Plancher courant en dalle pleine

Tableau II.5. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.13	25	3.25
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.61
Charge d'exploitation Q				1.5

## ➤ Balcon

Tableau II.6. Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.13	25	3.25
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.68
Charge d'exploitation Q				3.5

## ➤ Volée

Tableau II.7. Evaluation des charges sur la volée

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3		0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3		0.23
3	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Dalle pleine		$0.16/\cos(\alpha)$	25	4.74
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent G					8.79
Charge d'exploitation Q					2.5



➤ **Palier****Tableau II.8.** Evaluation des charges de palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.43
Charge d'exploitation Q				2.5

➤ **Murs extérieurs****Tableau II.9.** Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.015	/	1.3
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.01	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
Charge permanent G				2.67

➤ **L'acrotère de terrasse inaccessible****Tableau II.10.** Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Béton	0.1	25	2.5
3	Enduit ciment intérieure	0.015	18	0.27
Charge permanent G				3.04

**II.10. Pré-dimensionnement des poteaux**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités à savoir :

- ✓ P B5 (Voir figure II.1)
- ✓ P C3

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit:

**Tableau II.11.** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b*h) cm <sup>2</sup>	Poids propre G(KN) {G=h*b*He * $\gamma_c$ }
RDC+Entresol	60*65	29.83
Etages 1et 2	55*60	25.24
Etages 3et 4	50*55	21.04
Etages 5et 6	45*50	17.21
Etages 7et 8	40*45	13.77
Etages 9et 10	35*40	10.71
Etages 11et Duplex	30*35	7.59

Avec

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

**He** : hauteur du poteau

}	<b>He = 3.06 m</b> pour l'étage courant
	<b>He = 2.89 m</b> pour 11 <sup>ème</sup> étage et duplex

### ❖ Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P B5 et P C3

### La loi de dégression

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

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse :  $Q_0$ .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) :  $Q_0+Q_1$ .
- sous le deuxième étage (i=2) :  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- sous le troisième étage (i=3) :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .

. sous le quatrième étage (i=4) :

$$Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$$

. Pour n étage (n ≥ 5) :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$$

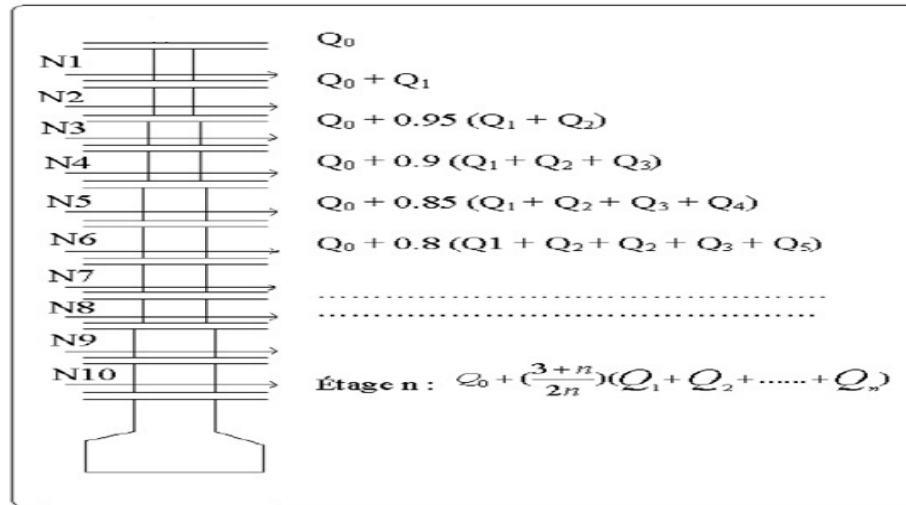


Figure II.12. Schéma de dégression des surcharges.

• Pour le poteau "PB5"

➤ Terrasse inaccessible

• surfaces afférentes

$$S_3 = 2.29 * 1.8 = 4.122 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.21 * 1.8 = 3.978 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 8.1 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * 4.5 = 15.19 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.35 * 1.8 = 4.725 \text{ KN}$$

➤ Terrasse accessible

• Surfaces afférentes

$$S_1 = 2.29 * 2.4 = 5.496 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.21 * 2.4 = 5.304 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.29 * 1.8 = 4.122 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.60 * 2.21) + (0.6 * 0.2) = 3.656 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 18.578 \text{ m}^2$$

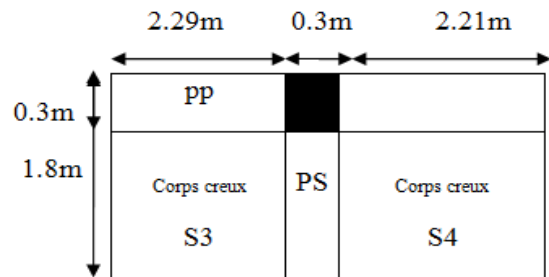


Figure II.13. La surface afférente du poteau PB5 (terrasse inaccessible)

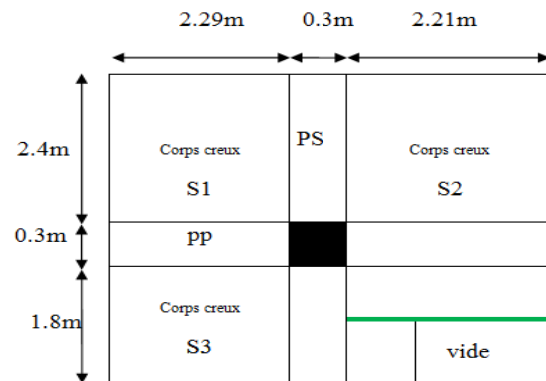


Figure II.14. La surface afférente du poteau PB5 (terrasse accessible)

➤ Etages courants

(De l'entresol jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage)

$$S1 = 2.29 * 2.4 = 5.496 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.21 * 2.4 = 5.304 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.29 * 1.8 = 4.122 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.21 * 1.8 = 3.978 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 18.9 \text{ m}^2$$

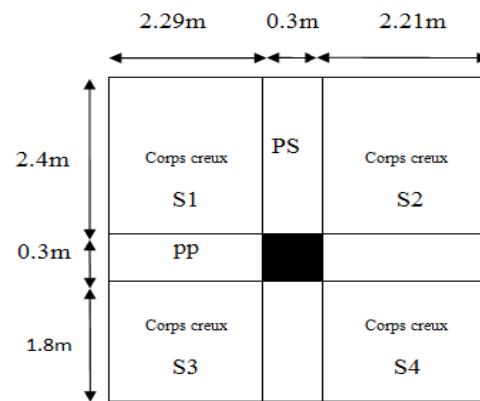


Figure II.15. La surface afférente du poteau PB5 (étage courant)

• Poids des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 4.5 \text{ m} \\ L_{ps} = 4.2 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * 4.5 = 15.19 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.35 * 4.2 = 11.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 26.22 \text{ KN}$$

• Poids des planchers

Plancher terrasse inaccessible 6.83 x 8.1 = 55.32 KN.

Plancher terrasse accessible 6.86 x (5.496 + 5.304) + 5.66 x (3.656 + 4.122) = 118.11 KN.

Plancher étage courant (habitation) : 5.66 x 18.9 = 106.974 KN.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PB5) sont représentés dans le tableau II.12.

Tableau II.12. Evaluation de la descente de charge de poteau PB5.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	55.32	8.1
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	4.72	
	Poteau (0.35x0.3) m <sup>2</sup>	7.59	
	L'acrotère	8.76	
Total		91.58	8.1
N2	N1	91.58	27.88
	Plancher terrasse accessible	118.11	
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.35x0.3) m <sup>2</sup>	7.59	

	Poutre de chinage	2.65	
Total		246.16	35.98
N3	N2	246.16	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.40x0.35) m <sup>2</sup>	10.71	
Total		390.06	61.51
N4	N3	390.06	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.40x0.35) m	10.71	
Total		533.96	84.22
N5	N4	533.96	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.45x0.40) m <sup>2</sup>	13.77	
Total		680.92	104.09
N6	N5	680.92	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.45x0.40) m <sup>2</sup>	13.77	
Total		827.88	121.12
N7	N6	827.88	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.50x0.45) m <sup>2</sup>	17.21	
Total		978.28	135.32
N8	N7	978.28	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.50x0.45) m <sup>2</sup>	17.21	
Total		1128.68	148.66
N9	N8	1128.68	28.35
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	15.19	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.55x0.50) m <sup>2</sup>	21.04	

Total		1282.91	162
N10	N9	1282.91	
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	15.19	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.55x0.50) m <sup>2</sup>	21.04	
Total		1437.14	176.18
N11	N10	1437.14	
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	15.19	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.60x0.55) m <sup>2</sup>	25.24	
Total		1595.57	192.06
N12	N11	1595.57	
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	15.19	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.60x0.55) m <sup>2</sup>	25.24	
Total		1754	204.26
N13	N12	1754	
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	15.19	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.65x0.60) m <sup>2</sup>	29.83	
Total		1917.02	220.43
N14	N13	1917.02	
	Plancher étage courant	106.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	15.19	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	11.03	
	Poteau (0.65x0.60) m <sup>2</sup>	29.83	
Total		2080.04	234.46

- Pour le poteau P C3
  - Terrasse inaccessible et accessible

- Surface afférentes

$$S1 = 2.31 * 1.8 = 4.16 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.9 * 1.6 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.31 * 1.95 = 4.5 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.95 * 1.6 = 3.12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Total}} = 14.66 \text{ m}^2$$

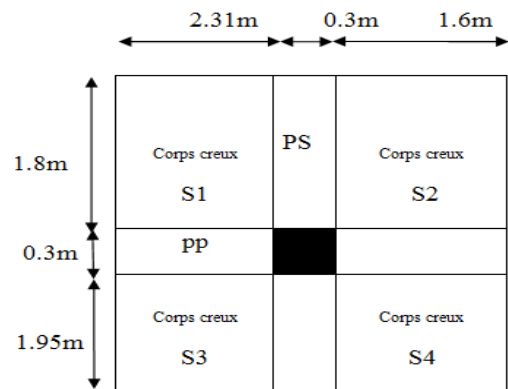


Figure II.16. La surface afférente du poteau le PC3 (Terrasse inaccessible + accessible)

$$G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,45 * 3.91 = 13.2 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3.75 = 9.84 \text{ KN}$$

- Etages courants

- Surfaces afférentes

$$S1 = 2.31 * 1.8 = 4.16 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.9 * 1.6 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.31 * 1.95 = 4.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 1.80 * 1.6 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volé}} = 1.5 * 0.15 = 0.22 \text{ m}^2$$

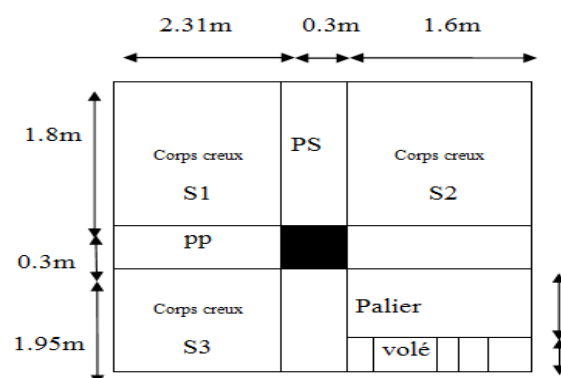


Figure II.17. La surface afférente du poteau le PC3 (étage courant)

$$G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,45 * 3.91 = 13.2 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3.75 = 9.84 \text{ KN}$$

$$G_{\text{palier}} = 13.93 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volé}} = 5.01 \text{ KN}$$

$$S_{\text{total}} = 14.64$$

### Poids des planchers

Plancher terrasse inaccessible  $6.83 \times 14.66 = 100.13 \text{ KN}$ .

Plancher terrasse accessible  $6.86 \times 14.66 = 100.57 \text{ KN}$ .

Plancher étage courant (habitation) :  $5.66 \times (4.16 + 4.5 + 2.88) + 13.63 + 5.01 = 83.96 \text{ KN}$ .

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P C3) sont représentés dans le tableau II.13.

**Tableau II.13.** Evaluation de la descente de charge de poteau PC3.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	100.13	14.64
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.35x0.3) m <sup>2</sup>	7.59	
Total		130.76	14.64
N2	N1	130.76	21.99
	Plancher terrasse accessible	100.57	
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
Total		261.96	36.65
N3	N2	261.96	25.01
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
Total		379.68	59.31
N4	N3	379.68	28.35
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
Total		497.4	79.47
N5	N4	497.4	28.35
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
Total		618.18	97.13
N6	N5	618.18	28.35
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
Total		738.96	112.28
N7	N6	738.96	28.35
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.2	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
Total		863.18	124.94



N8	N7	863.18	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.50x0.45) m <sup>2</sup>	17.21	
Total		987.4	136.82
N9	N8	987.4	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.55x0.50) m <sup>2</sup>	21.04	
Total		1115.45	150.14
N10	N9	1115.45	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.55x0.50) m <sup>2</sup>	21.04	
Total		1243.5	163.45
N11	N10	1243.5	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.60x0.55) m <sup>2</sup>	25.24	
Total		1375.75	175.26
N12	N11	1375.75	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m	9.84	
	Poteau (0.60x0.55) m <sup>2</sup>	25.24	
Total		1508	187.71
N13	N12	1508	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.65x0.60) m <sup>2</sup>	29.83	
Total		1644.84	200.13
N14	N13	1644.84	
	Plancher étage courant	83.97	
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.2	28.35
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.84	
	Poteau (0.65x0.60) m <sup>2</sup>	29.83	
Total		1781.68	212.76

**Tableau II.14.** Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
PB5	2080.04	234.46	2305.84	3159.744
PC3	1781.68	212.76	1994.44	2724.408

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (PB5) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \times 3159.744 = 3475.72 \text{ KN}$$

$$Nu' = 3475.72 \text{ KN}$$

### ➤ Vérification des poteaux

#### a. Vérification à la compression simple

##### • Entresol

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = 0.65 \times 0.6 = 0.39 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{3475.72 \times 0.001}{14.2} \geq 0.24 \text{ m}^2$$

B adopté = 0.39 m<sup>2</sup> > B calculé = 0.24 m<sup>2</sup> ..... vérifiée.

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.15.

**Tableau II.15.** Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu (KN)	(a*b) cm <sup>2</sup>	Comparaison (B <sup>adop</sup> ≥ B <sup>calc</sup> )		Observation
			B <sup>adop</sup> (m <sup>2</sup> )	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
Duplex	149.36	35*30	0.105	0.010	Vérifiée
11	424.91	35*30	0.105	0.03	Vérifiée
10	680.73	40*35	0.14	0.048	Vérifiée
9	931.89	40*35	0.14	0.066	Vérifiée
8	1182.91	45*40	0.18	0.083	Vérifiée
7	1429.25	45*40	0.18	0.1	Vérifiée
6	1676.02	50*45	0.225	0.12	Vérifiée
5	1921.38	50*45	0.225	0.14	Vérifiée
4	2172.42	55*50	0.275	0.15	Vérifiée
3	2424.85	55*50	0.275	0.17	Vérifiée
2	2686.32	60*55	0.33	0.19	Vérifiée
1	2941.72	60*55	0.33	0.2	Vérifiée
RDC	3210.48	65*60	0.39	0.23	Vérifiée
Entresol	3475.72	65*60	0.39	0.24	Vérifiée

**b. Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5,  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0.7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h \times b^3}{12}$$

On prend  $As = 1\% \times Br$ .

$$B_{\text{real}} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$ , Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{\text{real}}$

**Tableau II.16.** Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(B^r \geq Br^{\text{calc}})$		Observation
					Br(m <sup>2</sup> )	Br <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
Duplex	149.36	0.087	19.63	0.799	0.092	0.008	Vérifiée
11	424.91	0.087	19.63	0.799	0.092	0.024	Vérifiée
10	680.73	0.101	18.19	0.807	0.125	0.038	Vérifiée
9	931.89	0.101	18.19	0.807	0.125	0.052	Vérifiée
8	1182.91	0.115	15.89	0.816	0.163	0.066	Vérifiée
7	1429.25	0.115	15.89	0.816	0.163	0.079	Vérifiée
6	1676.02	0.129	14.16	0.823	0.206	0.092	Vérifiée
5	1921.38	0.129	14.16	0.823	0.206	0.106	Vérifiée
4	2172.42	0.144	12.69	0.828	0.254	0.119	Vérifiée
3	2424.85	0.144	12.69	0.828	0.254	0.133	Vérifiée
2	2686.32	0.158	11.56	0.831	0.307	0.147	Vérifiée
1	2941.72	0.158	11.56	0.831	0.307	0.161	Vérifiée
RDC	3210.48	0.173	10.56	0.834	0.365	0.175	Vérifiée
Entresol	3475.72	0.173	10.56	0.834	0.365	0.189	Vérifiée

### Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : 45\*30 cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : 35\*30cm<sup>2</sup>
- Epaisseur des voiles : e = 15 cm
- Entre sol et RDC : (b\*h)=65\*60cm<sup>2</sup>
- 1<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : (b\*h)=60\*55cm<sup>2</sup>
- 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage : (b\*h)=55\*50cm<sup>2</sup>
- 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage : (b\*h)=50\*45cm<sup>2</sup>
- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : (b\*h)=45\*40cm<sup>2</sup>
- 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage: (b\*h)=40\*35cm<sup>2</sup>
- 11<sup>ème</sup> et Duplex: (b\*h)=35\*30cm<sup>2</sup>

## **Chapitre III**

# **Etude des éléments secondaires**

### III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ✓ Les escaliers.
- ✓ les poutres de chaînage.
- ✓ la dalle d'ascenseur.
- ✓ l'acrotère.

### III.2. Calcul des planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

#### ❖ Poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

#### ✚ Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Art .B.6.210)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq L_i/(L_{i+1}) \leq 1.25$ .
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ( $I=\text{constant}$ ).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

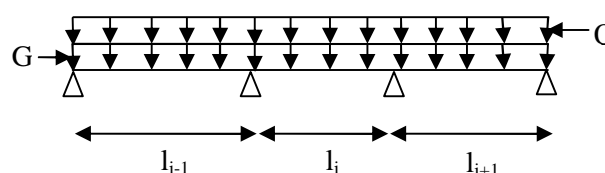


Figure III.1. Schéma d'une poutre continue

**-Principe de la méthode forfaitaire**

**A). Valeurs des moments :** Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  (Figure III.1) et soit  $\alpha$  coefficient traduisant l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

- **En travées**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier

a.  $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05, (1 + 0.3\alpha))M_0$

b.  $\begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$

- **En appuis**

- ✓ **Moment en appui intermédiaire**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

$M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$M_d$ : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

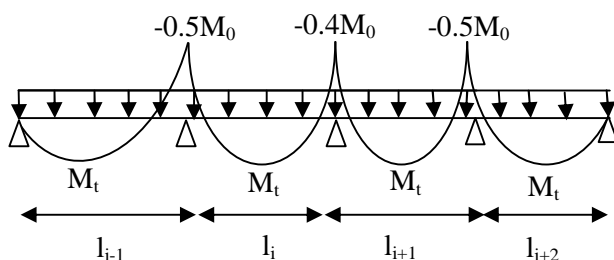
$M_g$ : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$ : moment en travée de la travée considérée.

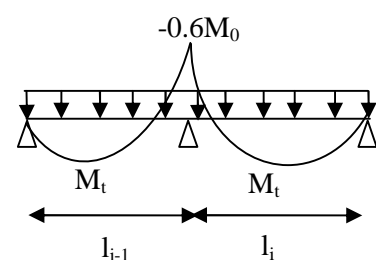
$l_i$ : portée de la travée.

- ✓ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$ .



**Figure III.2.** Moments d'une poutre à plus de 2 travées



**Figure III.3.** Moments d'une poutre à 2 travées

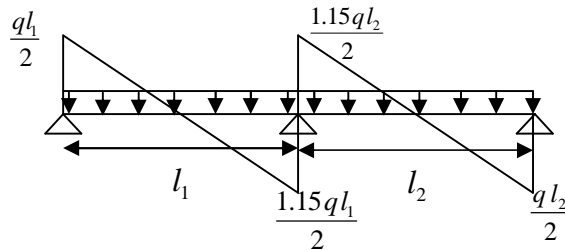
**B).Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

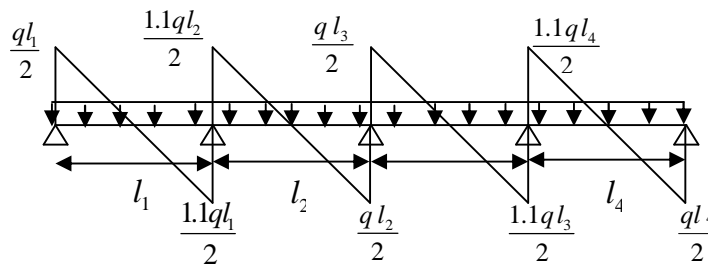
L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.



**Figure III.4.**Effort tranchant d'une poutre à 2 travées



**Figure III.5.**Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

**🚦 Méthode de Caquot ..... (Annexe E.2 du BAEL 91)**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

( $Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ )

**-Principe de la méthode**

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

**a) .Évaluation des moments**

**a.1). Moment sur appuis ( $M_i$ )**

Pour une charge répartie : 
$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Pour une charge concentrée : 
$$M_i = \frac{k_g \times p_g \times l_g'^2 + k_d \times p_d \times l_d'^2}{l_g' + l_d'}$$



Tel que  $\left\{ \begin{array}{l} l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueurs fictives.} \\ q_d ; q_g : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \\ l' = 0.8.l : \text{travée intermédiaire.} \\ l : \text{travée de rive.} \end{array} \right.$

**a.2) Moment en travée**

$$M_i(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

**a.3). Évaluation des efforts tranchants**

$$V = \frac{dM}{dx} = q \times \frac{l}{2} - q \times (x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : Md: moment en appui de droite de la travée considérée.

Mg: moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

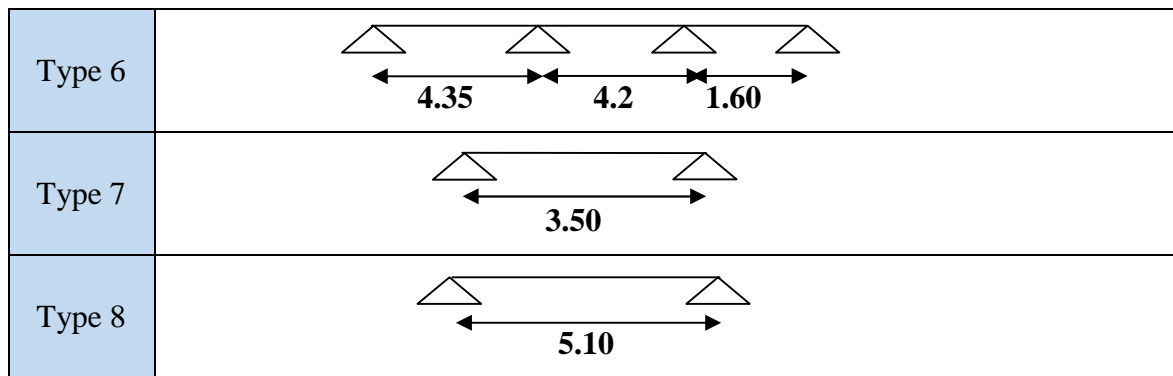
**remarque :** Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

➤ **Différentes types de poutrelles**

On distingue huit (8) principaux types illustrés dans le tableau III.1, mais il existe d'autres types généralement isostatiques de petites portées, donc moins sollicités, qui ne sont pas représentés dans le tableau III.1.

**Tableau III.1.** Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	



Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau III.2.

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 5	Vérifiées	$Q_{max}=5KN/\leq\min(5KN/m^2;2G)$ $F. P. N$ $0,8\leq(Li/Li+1) \leq 1,25$ $I = constant$	Méthode forfaitaire
Type 1,2,3,4 et 6	Non Vérifiées	$Li/Li+1 \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 7 et 8	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

➤ **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

**ELU** :  $q_u=1.35G+1.5Q$  ;  $p_u=q_u \times b$ .

**ELS** :  $q_s=Q+G$  ;  $p_s= q_s \times b$  avec :  $b=0.65m$ .

**Tableau III.3.**Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$p_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$p_s$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.83	1	10.72	6.97	7.83	5.09
Terrasse accessible	6.86	1.5	11.51	7.48	8.36	5.43
Etage d'habitation	5.66	1.5	9.9	6.43	7.16	4.65

➤ **Calcul des sollicitations (M, V)**

✓ **Exemple illustratif (type 5)**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 5 du plancher terrasse inaccessible

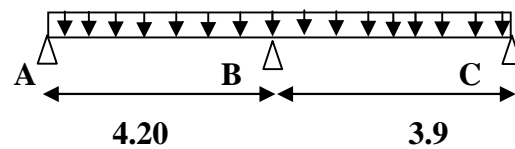


Figure III.6. Schéma statique de poutrelle type 5.

- **Moment isostatique**

- A l'ELU

$$\text{Travée A-B} \quad M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.97 \times 4.2^2}{8} = 15.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} \quad M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.97 \times 3.9^2}{8} = 13.25 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$\text{Travée A-B} \quad M_0^{AB} = \frac{p_s l_{CD}^2}{8} = \frac{5.09 \times 4.20^2}{8} = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} \quad M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{5.09 \times 3.9^2}{8} = 9.68 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

- ❖ **Appuis de rive :**  $M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

$$M_A = M_C = -0.15 \times 15.36 = -2.3 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Appuis intermédiaires**

- A l'ELU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 15.36 = -9.21 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 11.22 = -6.73 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.83} = 0.127$$

$$\alpha = 0.127 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.038 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.238 \end{cases}$$

## A l'ELU

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 ; \quad \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

## Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 15,36 - \frac{9,21}{2} = 11,52 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,238}{2} \times 15,36 = 9,50 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(11,52 ; 9,50) \quad \longrightarrow \quad M_t = 11,52 \text{KN.m}$$

## Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 13,25 - \left(\frac{9,21}{2}\right) = 9,30 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,238}{2} \times 13,25 = 8,20 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(9,30; 8,20) \quad \longrightarrow \quad M_t = 9,30 \text{KN.m}$$

## A l'ELS

## Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 11,22 - \frac{6,73}{2} = 8,41 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,238}{2} \times 11,22 = 6,94 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(8,41 ; 6,94) \quad \longrightarrow \quad M_t = 8,41 \text{KN.m}$$

## Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1,238}{2} \times 6,98 = 4,32 \text{KN.m} \\ M_t \geq 1,05 \times 9,68 - \left(\frac{6,73}{2}\right) = 6,79 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(6,79 ; 4,32) \quad \longrightarrow \quad M_t = 6,79 \text{KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants

A L'ELU

**Travée A-B**

$$V_A = \frac{6.97 \times 4.2}{2} = 14.53 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -16.70 \text{ KN}$$

**Travée B-C**

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.97 \times 3.9}{2} = 15.63 \text{ KN}$$

$$V_C = -13.59 \text{ KN}$$

✓ Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4 (terrasse accessible))

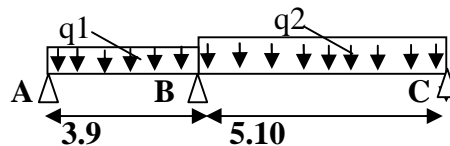


Figure III.7. Schéma statique d'une poutrelle type 4

Tel que :

$q_1$  : charge revenant à la poutrelle de l'étage courant.

$q_2$  : charge reviennent a la poutrelle terrasse accessible.

• Calcul des sollicitations dans la poutrelle T4

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car

$$L_i/(L_i+1) = 3.9/5.10 = 0,76 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Tableau III.4. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Duplex	$G'_1 = 3.77$	1.5	ELU	$P_1 = 7.34$	$q_1 = 4.77$
				$P_2 = 8.42$	$q_2 = 5.47$
	$G'_2 = 4.57$	1.5	ELS	$P_1 = 5.27$	$q_1 = 3.42$
				$P_2 = 6.07$	$q_2 = 3.94$

➤ Calcul des moments

**Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G$$

$$M_A = M_C = 0 = -0.15M_0^{BC}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -2.86 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -1.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \longrightarrow \begin{cases} \text{ELU} = -\frac{4,77 \times 3,9^3 + 5,47 \times 5,1^3}{8,5 \times (3,9 + 5,1)} = -13,18 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = -\frac{3,42 \times 3,9^3 + 3,94 \times 5,1^3}{8,5 \times (3,9 + 5,1)} = -9,48 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \longrightarrow \begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l_i} \end{cases}$$

**Travée AB**

$$x = \frac{3,9}{2} - \frac{0 - (-13,18)}{6,43 \times 3,9} = 1,42 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,43 \times 1,42}{2} \times (3,9 - 1,42) = 11,32 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 11,32 + \left(-13,18 \times \frac{1,42}{3,9}\right) = 6,52 \text{KN.m}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 6,52 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } 4,72 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Travée BC**

$$x = \frac{5,10}{2} - \frac{-13,18}{7,48 \times 5,10} = 2,89 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{7,48 \times 2,89}{2} \times (5,10 - 2,89) = 23,88 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 23,88 - 13,18 \times \left(1 - \frac{2,89}{5,10}\right) = 18,14 \text{KN.m}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 18,14 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } 13,23 \text{KN.m} \end{cases}$$

**➤ Effort tranchant**

$$V = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB**

$$V_A = \frac{6,43 \times 3,9}{2} + \frac{-13,18 - 0}{3,9} = 9,15 \text{KN}$$

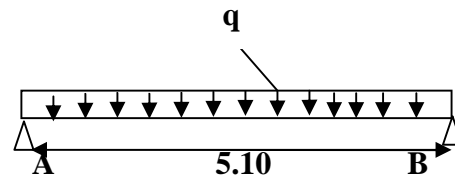
$$V_B = -\frac{6.43 \times 3.9}{2} + \frac{-13.18 - 0}{3.9} = -15.91 \text{KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = \frac{7.48 \times 5.1}{2} + \frac{0 + 13.18}{5.10} = 21.65 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{-7.48 \times 5.10}{2} + \frac{0 + 13.18}{5.10} = -16.48 \text{KN}$$

✓ **Calcul pour le type 8 (terrasse accessible)**



**Figure III.8.** Schéma statique d'une poutrelle type 8

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{7.48 \times 5.1^2}{8} = 24.31 \text{KN.m}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans le tableau III.5.

**Tableau III.5.** Les sollicitations de la poutrelle type 8 (terrasse accessible)

Type	ELU			ELS			Vu (KN)
	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	
T8	7.48	24.31	-3.64	5.43	17.65	-2.65	19.07

✓ **Calcul pour l'étage courant**

**Tableau III.6.** Les sollicitations des poutrelles (étages courants)

Type		ELU			ELS			Vu (KN)
		P <sub>u</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>a</sub> (KNm)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KNm)	
T4	AB BC	6.43	20.90	-3.13	4.65	15.12	-2.26	19.07
			6.97	-11.96		5.06	-8.58	18.74
			13.59	-11.96		9.88	-858	

➤ **Ferraillage des poutrelles**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

**A l'ELU :**  $M_t^{\max} = 20.90 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = -11.96 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 18.74 \text{ KN}$

$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 15.50 = -2.32 \text{ KN.m}$

**A l'ELS :**  $M_t^{\max} = 15.12 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = -8.58 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 11.11 = -1.66 \text{ KN.m}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=65\text{cm}$ ;  $b_0=10\text{cm}$ ;  $h=20\text{cm}$ ;  $h_0=4\text{cm}$ ;  $h_t=24\text{cm}$ .

✓ **Calcul à l'ELU** : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

❖ **Exemple « plancher à étage d'habitation »**

a) **Armature longitudinales**

### Ferrailage en travée

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 20.90 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

### Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{20.90 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.22^2 \times 0.65} = 0.0466 < \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0466}) = 0.059$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.059) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{20.90 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 2.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$



## b) Ferrailage en appui

## • Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.96 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.1740$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.240$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.240) = 0.198m ;$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{11.96 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} = 1.72 \times 10^{-4} m^2$$

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.26 cm^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{On choisit : } A_a = 1HA10 + 1HA12 = 1.92 cm^2$$

## • Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.045$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.0575$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0575) = 0.215m$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.42 \times 10^{-4} m^2$$

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.26 cm^2$$

$$A_{\min} < A_{rive}$$

$$\text{On choisit : } A_{rive} = 1HA8 = 0.50 cm^2.$$

## • Vérification à l'ELU

## a. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 19.07 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19.07 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.86 MPa$$

$$FPN \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 MPa] = 3.33 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8; 24/35; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

On choisi un étrier avec  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

### Espacement

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K \times f_{t28})} = 79\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

### Vérification des armatures longitudinales

#### • Appuis de rives

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 19.07 \times 10^{-3}}{400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 3.55 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

#### • Appuis intermédiaires

$$V_u = 18.74 \text{ KN} \quad ; \quad F_C = \frac{M_u}{0.9d} = \frac{-11.966}{0.9 \times 0.22} = -60.40 \text{ KN}$$

On a  $|F_C| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_C = 18.74 - 60.40 = -41.66 < 0$

$\Rightarrow$  Les  $A_L^{\text{inf}}$  ne sont soumises à aucun effort de traction.

#### • Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{19.07 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13.f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = \min(a_1; a_2)$$

$$a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19\text{cm}$$

$$a_2 = l_a - 2.c = 30 - 4 = 26\text{cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 19.07\text{KN} \leq 0.267 \times 0.19 \times 0.1 \times 25 = 0.126\text{KN} ; \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau III.7

**Tableau III.7.** Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Position	Nature	M (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Travée	11.52	0.025	0.032	21.6	1.53	1.72	2HA8+1HA10=1.8
	App(inter)	9.21	0.134	0.180	20.4	1.29	0.26	2HA10=1.57
	App(rive)	2.30	0.033	0.041	21.6	0.3	0.26	1HA10=0.79
Terrasse accessible	Travée	24.31	0.054	0.069	21.39	3.26	1.72	3HA12=3.39
	App(inter)	13.18	0.042	0.053	21.53	1.75	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	App(rive)	3.6	0.011	0.020	21.82	0.47	0.26	1HA10=0.79
Etages courants	Travée	20.90	0.046	0.059	21.4	2.79	1.72	2HA12+1HA10=3.05
	App(inter)	11.96	0.174	0.240	19.8	1.72	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	App(rive)	3.3	0.048	0.062	21.4	0.42	0.26	1HA10=0.79

• **Vérification à l'ELS**

**a. État limite d'ouverture des fissures**

**BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

**b. État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- **En travée**

- ✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.05(22 - 4) = -303.5 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 3.05 \times 10^{-4} + 0 + (0.65 - 0.10)0.04]y - 15(3.05 \times 10^{-4} \times 0.22 + 0) - (0.65 - 0.1)\frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.97 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0497^3 + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.22 - 0.0497)^2 - (0.65 - 0.10) \frac{(0.0497 - 0.04)^3}{3}$$

$$I = 1.591159 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

### Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{15.12 \times 10^{-3} \times 0.0497}{1.591159 \times 10^{-4}} = 4.73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.73 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

- **En appuis intermédiaires**

- **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.92(22 - 4) = 1.6 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.92 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.92 \times 10^{-4} \times 0.22) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0399 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.0399^3 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} (0.22 - 0.0399)^2 = 1.071786 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.58 \times 10^{-3}}{1.071786 \times 10^{-4}} \times 0.0399 = 3.19 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS**

- **État limite de compression du béton**

**Tableau III.8.** Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis				observation
	M <sub>t</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> Mpa	M <sub>t</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> Mpa	
étage habitation	15.12	4.97	15911.59	4.73	8.58	3.99	10717.86	3.19	Vérifiée
Terrasse accessible	17.65	5.24	17366.04	5.30	9.48	3.99	10717.86	3.52	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	8.41	3.87	10130.62	3.16	6.73	3.63	8983.47	2.72	Vérifiée

➤ **État limite de déformation .....BAEL91 (Article L.VI, 2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Évaluation de la flèche**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{24}{510} = 0.047 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01cm$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

#### - Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.3 = 2.79KN/m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.66 = 3.679KN/m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.66 + 1.5) = 4.65KN/m$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{2.79 \times 5.1^2}{8} = 9.06KN.m$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.679 \times 5.1^2}{8} = 11.96KN.m$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.65 \times 5.1^2}{8} = 15.12KN.m$$

#### - Contraintes ( $\sigma_s$ )

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 192.55Mpa$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 145.86Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 243.42Mpa$$

#### - Évaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.90\text{cm}.$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \cdot h^2 / 2 + (b - b_0)h_0^2 / 2 + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times 24^2 / 2 + (65 - 10) \times 4^2 / 2 + 15(3.05 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.05} = 8.55\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 - b_0 \frac{(y_G - h)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15(A(d - y_G)^2 + A'(d - y_G)^2)$$

$$I_0 = 32385\text{cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)}).$$

$$A_s = 3.05\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 22} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 4.2656 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.7062 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2\text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

✓ **Calcul des inerties fictives**

**Inerties fictives (  $I_f$  )**

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.53$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.6$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.68$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{ij} = 10828\text{cm}^4 ; \quad I_{ig} = 9716.2\text{cm}^4 ; \quad I_{ip} = 9038.4\text{cm}^4 ; \quad I_{vg} = 17238\text{cm}^4$$

- **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{9.06 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 10828 \times 10^{-8}} = 6.76 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{11.96 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 9716.2 \times 10^{-8}} = 9.95 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{15.12 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 9038.4 \times 10^{-8}} = 13.52 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{11.96 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 10721.4 \times 17238 \times 10^{-8}} = 16.83 \times 10^{-3} m$$

- **La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (16.83 - 6.76 + 13.52 - 9.95) \times 10^{-3} = 13.63 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 1.363 cm > f_{adm} = 1.01 cm$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée. On augmente la section  $A_{st}$  et  $b_0$  tel que :  $b_0=12cm$ ,

-Plancher d'habitation  $A_{st}=4.21cm^2$  (2HA14+1HA12)

-Terrasse accessible  $A_{st}=5.41cm^2$  (3HA14+1HA10) et  $h_0=5cm$

-Terrasse inaccessible la flèche est vérifiée avec  $A_{ado}=1.8cm^2$  (2HA8+1HA10)

-Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau III.9.

- ✓ **État limite de déformation**

**Tableau III.9.** Vérification de la flèche

planchers	Planche d'habitation	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
$q_{jser}$ KN/m	2.79	2.14	2.14
$q_{gser}$ KN/m	3.67	4.45	4.43
$q_{pser}$ KN/m	4.65	5.43	5.08
$M_{jser}$ KN.m	9.06	6.97	3.53
$M_{gser}$ KN.m	11.96	14.475	7.32
$M_{pser}$ KN.m	15.12	17.66	8.41
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	37687	46621	31512
$\rho$	0.016	0.02	0.0068



$\lambda_i$	2.5696	2.0557	6.0462
$\lambda_v$	1.0278	0.822	2.4184
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	106.95	61.59	94.70
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	141.19	127.62	196.39
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	178.49	156.42	225.63
$\mu_j$	0.58	0.47	0.21
$\mu_g$	0.66	0.70	0.50
$\mu_p$	0.72	0.74	0.55
$I_{f_{ij}}$ (cm <sup>4</sup> )	16490	25891	15108
$I_{f_{ig}}$ (cm <sup>4</sup> )	15232	21000	8538.9
$I_{f_{ip}}$ (cm <sup>4</sup> )	14438	20200	7970.9
$I_{f_{vg}}$ (cm <sup>4</sup> )	24550	32524	15585
$f_{ji}$ (mm)	4.44	2.17	1.8
$f_{gi}$ (mm)	6.34	5.54	4.70
$f_{pi}$ (mm)	8.46	7.06	5.78
$f_{gv}$ (mm)	11.81	10.74	7.72
$\Delta f$ (mm)	9.49	10.09	7.52
$f_{adm}$ (mm)	10.01	10.1	8.4
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Tableau III.10. Ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse accessible			
Plancher terrasse inaccessible			

## ❖ Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

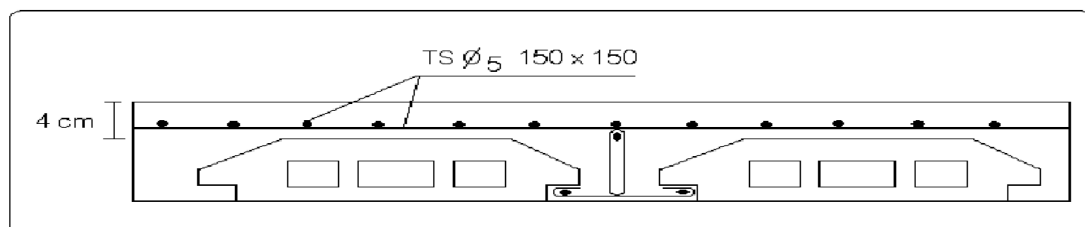
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS Ø5 150×150*



**Figure III.9.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2.2. Étude des dalles pleines

#### Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

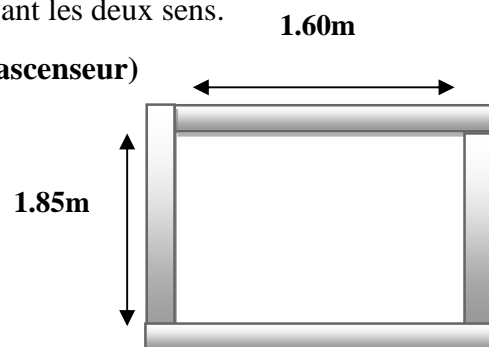
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \rho \leq 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

$$\rho > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

#### 🚦 Panneau de la dalle sur 4 appuis (en face l'ascenseur)

$$\rho = L_x / L_y = 1.60 / 1.85 = 0.86 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.



**Figure III.10.** Panneau sur 4 appuis

**1-Calcul des sollicitations**

**a-ELU**

On a :  $G=6.81 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 2.5 = 12.94 \text{ KN.ml.} \\ P_s = 6.81 + 2.5 = 9.31 \text{ KN.ml.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(annexe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0496 \times 12.94 \times 1.60^2 = 1.64 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.7052 \times 1.64 = 1.16 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m<sup>2</sup>.

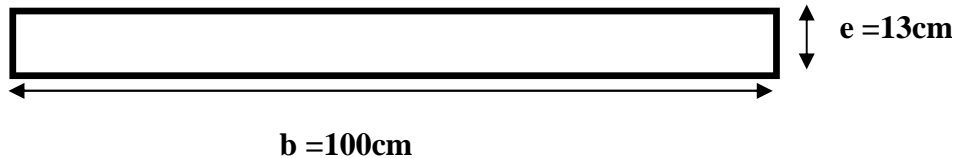
• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée**  $\left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.75 M_{0u}^x = 1.23 \text{ KN.m} \quad \text{(Panneau intermédiaire)} \\ M^t_y = 0.75 M_{0u}^y = 0.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- **En appuis**  $\left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.3 M_{0u}^x = -0.82 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.3 M_{0u}^y = -0.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

**2-Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Figure III.11.**Section de la dalle pleine à ferrailer.

- **Selon Lx**

**En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.23 \times 10^3}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.007 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.009$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{1.23 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.32 \times 10^4 \text{ m}^2$$

**En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.005 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.109$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{0.82 \times 10^3}{0.109 \times 348} = 0.22 \times 10^4 \text{ m}^2$$

- Selon Ly

**En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.005 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.109$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{0.87 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.23 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

**En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.003 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}) = 0.004$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.004) = 0.109$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{0.58 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.15 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_e$  E400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x\min} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y\min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} \succ A_t$  Condition non Vérifiée. Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

**Tableau III.11.** Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.

En travée				
Sens	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
Sens-x	0.32	1.11	4HA10=3.14	25
Sens-y	0.23	1.04	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens-x	0.22	1.11	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.15	1.04	4HA8=2.01	25

➤ **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.94 \times 1.85}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.86}{2}} = 8.37 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.08 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 6.81 + 2.5 = 9.31 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0566 \times 9.31 \times 1.6^2 = 1.35 \text{ KN / ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7933 \times 1.35 = 1.07 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

**État limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau III.12 illustre les résultats de calcul.

**Tableau III.12.** Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travées (x)	1.01	3898.74	2.8	0.72	15	Vérifier
Appuis (x)	0.41	2687.62	2.3	0.35	15	Vérifier
Travées (y)	0.8	3898.74	2.8	0.57	15	Vérifier
Appuis (y)	0.32	2687.62	2.3	0.27	15	Vérifier

- **État limite d'ouverture des fissures**

La FPN  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation**

**Selon x**

$$\frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.08 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.08 > \frac{1.01}{20 \times 1.35} = 0.0374 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

**Selon y**

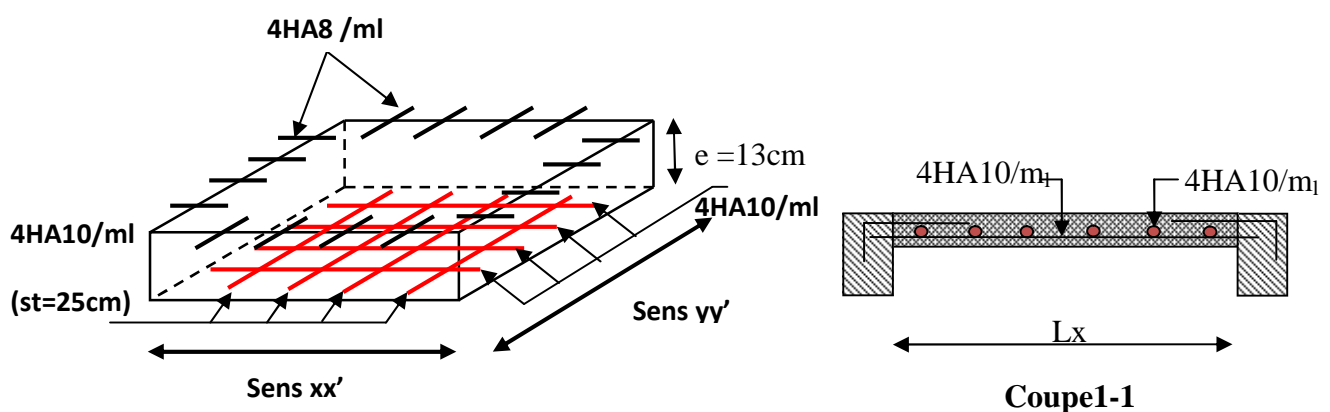
$$\frac{h}{L_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.07 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{20 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.07 > \frac{0.8}{20 \times 1.07} = 0.0374 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.12.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

**Dalle sur trois appuis**

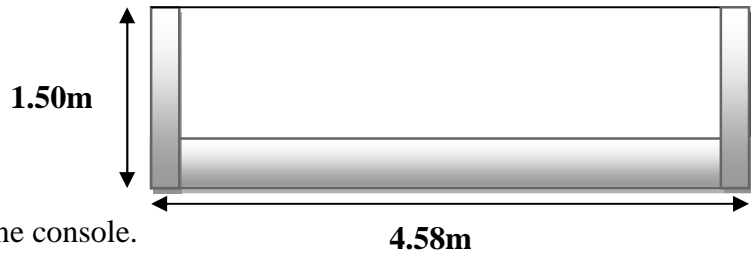
$L_x=1.50m$

$L_y=4.08m$

$\rho = 0,33$

La dalle travaille suivant  $L_x$  comme une console.

$L_x < L_y/2$



**Figure III.13.** Panneau sur 3 appuis

**1-Calcul des sollicitations**

**a-ELU**

On a :  $G=5.61 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$P=1 \text{ KN/m}$  : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 + = 12.82 \text{ KN/m}^2. \\ q_s = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

**Calcul des moments**

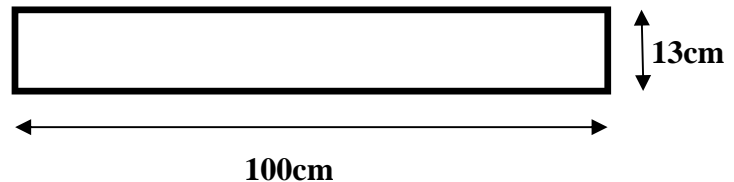
$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 37.22 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 9.50 \text{ KN}$$

**2-Ferraillage**

**Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.



**Figure III.14.**Section de la dalle pleine à ferrailer

$b=100\text{cm}$ ;  $h=13\text{cm}$ ;  $d=11\text{cm}$ ;  $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$

**Tableau III.13.**Le ferraillage de la dalle pleine sur 02 appuis

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$A_{opt}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$S_t$ (cm)
En travée	31.63	0.184	0.25	0.098	9.21	7HA14=10.78	14
En appui	14.8	0.086	0.11	0.104	4.07	4HA12=4.52	25

**Armatures secondaires**  $A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$

On opte pour 4HA10=3.14 $\text{cm}^2$

Avec  $S_t = 14\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$



$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$1,32 \text{ cm}^2 < 10,78 \text{ cm}^2$  c'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELU**

**L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9,50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,086 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 26,44 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 10,78 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 10,78 \times 10^{-4} \times 0,11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,56 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 9866,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 12,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 219,94$$

(I) ..... Non vérifié.

Après le calcul à l'ELS

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{22.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,63} = 9.21 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.43$

$$A_{st} = 11.82 \text{ cm}^2$$

On a adopté la section suivante :  $A_s = 8\text{HA}14 = 12.32\text{cm}^2/\text{ml}$ , et  $A_t = 4\text{HA}10$ .

**État limite de déformation**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{13}{150} = 0.086 > \frac{3}{80} = 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.086 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.086 > \frac{22.47}{20 \times 26.44} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0112 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

**Vérification de la flèche**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  **CBA93.art(B.6.5.3)**

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

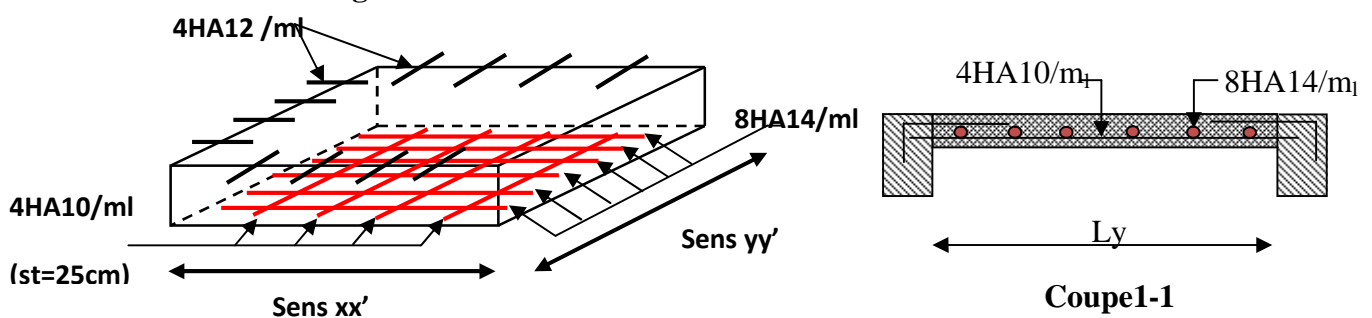
Selon y

$$f_{adm} = \frac{1500}{500} = 3\text{mm}$$

$$f_{ji} = 0.35\text{mm} ; f_{gi} = 0.77\text{mm} ; f_{gv} = 1.63\text{mm} ; f_{pi} = 1.45\text{mm}$$

$$\Delta f = 1.96\text{mm} < f_{adm} = 3\text{mm} ; \text{condition vérifier.}$$

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.15.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

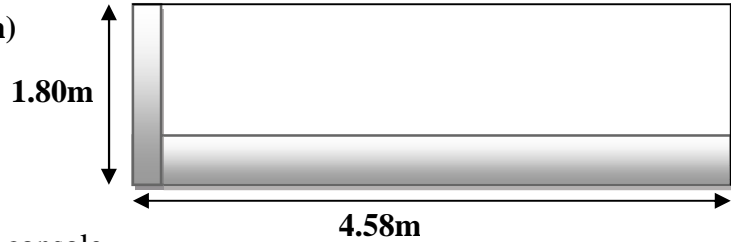
**Dalle sur deux appuis (Balcon)**

$L_x=1.80m$

$L_y=4.08m$

$\rho = L_x / L_y = 180 / 458 = 0.39 < 0.4$

La dalle travaille suivant  $l_x$  comme une console.



**Figure III.16.** Panneau sur deux appuis

**1-Calcul des sollicitations**

**a-ELU**

On a :  $G=5.68 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$P=1 \text{ KN/m}$  : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.68 + 1.5 \times 3.5 = 12.92 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.68 + 3.5 = 9.18 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

**Calcul des moments**

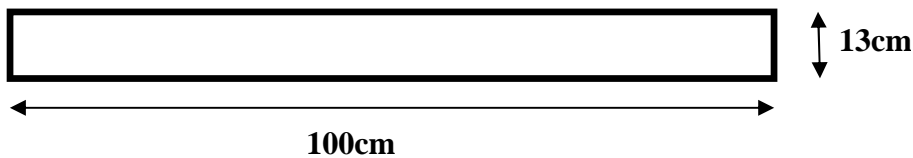
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.92 \times 1.8^2}{2} + (1.35 \times 1.8) = 23.36 \text{ KN.m}$$

$V_u = q_u \times l + P_u = 12.92 \times 1.8 + 1.35 = 24.61 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage**

**Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.



**Figure III.17.** Section de la dalle pleine à ferrailler.

$b=100\text{cm}$ ;  $h=13\text{cm}$ ;  $d=11\text{cm}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

**Tableau III.14.** Le ferraillage de la dalle pleine sur 02 appuis

$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/m_l)$	$A_{opt}(\text{cm}^2/m_l)$	$S_t(\text{cm})$
23.36	0.135	0.18	0.102	6.58	5HA14=7.7	20

**Armatures secondaires**  $A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{7.7}{3} = 2.57 \text{ cm}^2$

On opte pour 4HA10=3.14cm<sup>2</sup>

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

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,32\text{cm}^2.$$

$1,32\text{cm}^2 < 7,7\text{cm}^2$  c'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELU**

**L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,22\text{MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{9,18 \times 1,8^2}{2} + 1 \times 1,8 = 16,67\text{KN.m}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times 0,11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,02\text{cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7792,7\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8,56\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans l'acier**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 223,97\text{MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{16.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,63} = 7 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.37$

$$A_{st} = 8.57 \text{ cm}^2$$

On a adopté la section suivante :  $A_s = 6\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2/\text{ml}$ , et  $A_t = 4\text{HA}10$ .

**État limite de déformation**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{13}{180} = 0.072 > \frac{3}{80} = 0.0375$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.072 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.072 > \frac{14.17}{20 \times 16.67} = 0.042$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0062 > \frac{2}{f_e} = 0.005$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche.

**Vérification de la flèche**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{250}$  **CBA93.art(B.6.5.3)**

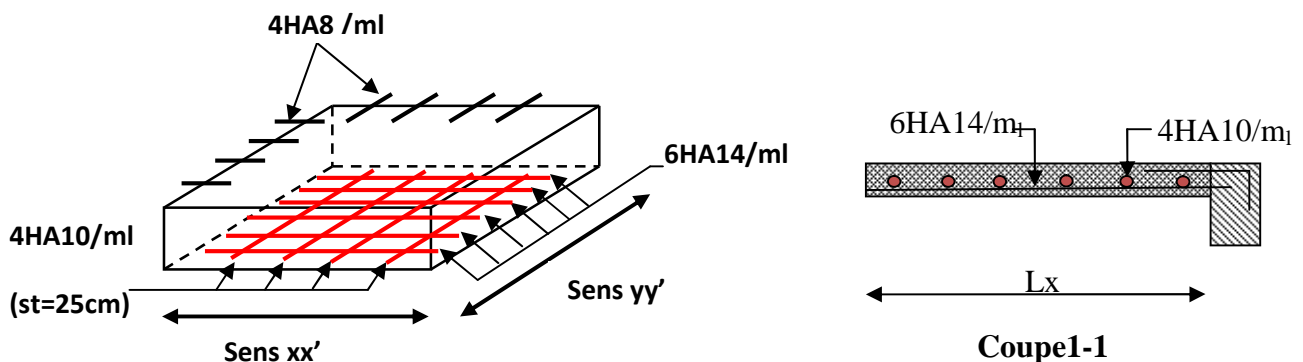
$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$f_{adm} = \frac{180}{250} = 0.72\text{cm}$$

$$f_{ij} = 14.15\text{mm} ; f_{gi} = 30.98\text{mm} ; f_{gv} = 99.98\text{mm} ; f_{pi} = 75.42\text{mm}$$

$$\Delta f = 7.04\text{mm} < f_{adm} = 7.2\text{mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifier.}$$

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.18.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

### 🚧 Panneau de la dalle sur un seul appui

$$L_x = 0.5 \text{ m} ; L_y = 2.75 \text{ m}.$$

Soit :

$$G = 5.61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = G_{\text{mur}} \times 2.86 = 2.64 \times 2.86 = 7.55 \text{ KN}$$

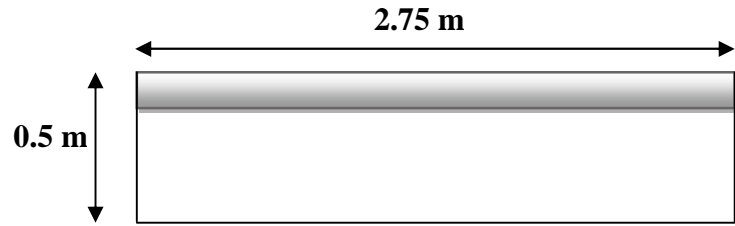


Figure III.19. Panneau sur un seul appui

### Évaluation des charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 7.55 = 10.19 \text{ KN}.$$

### 1-Calcul des sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + q_u \times l = \frac{9.82 \times (0.5)^2}{2} + 10.19 \times 0.5 \longrightarrow M_U = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + q_u = 9.82 \times 0.5 + 10.19 \longrightarrow V_u = 15.10 \text{ KN}.$$

### 2. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bonde d'un mètre :

$$b=100\text{cm}; h=13\text{cm}; d=11\text{cm}; f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

Tableau III.15. Calcul du ferrailage du panneau sur un seul appui.

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{opt}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	
Travée	5.37	0.031	0.039	0.108	1.42	1.32	4HA10=3.14	25
Appui	2.53	0.014	0.017	0.109	0.66	1.32	4HA8 =2.01	25

### ➤ Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On choisie : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$$

### 3. Vérification à l'ELU

#### -L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.45 \times 10^{-3}}{100 \times 11} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}. \quad \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification à l'ELS

- La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad p_s = G + Q = 7.11 \text{ KN / m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{7.11 \times 0.5^2}{2} + 7.63 \times 0.5 = 4.70 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.78 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3898.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 148.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- État limite de déformation

$$\frac{h_t}{l} = \frac{13}{50} = 0.26 > \frac{3}{80} = 0.0375$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.26 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.26 > \frac{4.7}{20 \times 4.7} = 0.05$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0028 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

5. Schéma de ferrailage

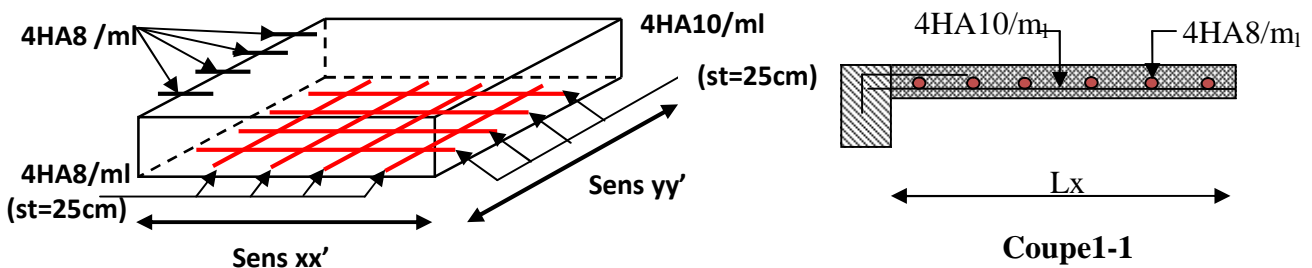


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul

### III.3. Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

#### III.3.1. Calcul de l'escalier

- Pour la volée

##### 1. Les chargements

On a - Palier :  $G_p = 5.43 \text{ KN/m}^2$

- Volée :  $G_v = 8.79 \text{ KN/m}^2$

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

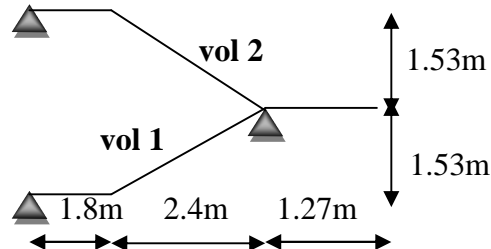


Figure III.21. Schéma de l'escalier à 2 volées

##### 2. Combinaison de charges

###### Pour la volée

$$\begin{cases} \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.62 \text{ KN/m} \\ \text{ELS} : q_s = G + Q = 11.29 \text{ KN/m} \end{cases}$$

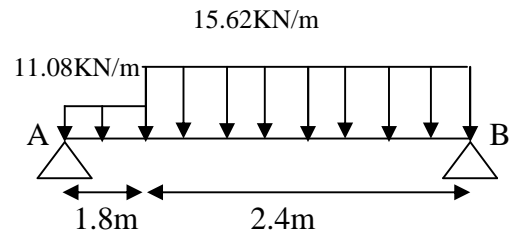


Figure III.22. Schéma statique de l'escalier

###### Pour le palier

$$\begin{cases} \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.08 \text{ KN/m} \\ \text{ELS} : q_s = G + Q = 7.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.08 \times 1.8 + 15.62 \times 2.40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 57.43 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (11.08 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2}) + (15.62 \times 2.40) (\frac{2.40}{2} + 1.8) = R_B (1.8 + 2.40)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{130.2}{4.2} = 31 \text{ KN}$$

$$R_A = 57.43 - R_B$$

$$R_A = 26.3 \text{ KN}$$



## ➤ Calcul des sollicitations

## • Effort tranchant

- $0 \leq x \leq 1.8m$

$$T_Y(x) = 26.3 - 11.08 \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 26.3 \text{ KN} \\ T_Y(1.8) = 6.35 \text{ KN} \end{cases}$$

- $1.8 \leq x \leq 4.2m$

$$T_Y(x) = 26.3 - 11.08 \times 1.8 - 15.62 \times (x - 1.8)$$

$$T_Y(x) = -15.62 \times x + 32.40$$

$$\begin{cases} T_Y(1.8) = 6.35 \text{ KN} \\ T_Y(4.2) = -31.4 \text{ KN} \end{cases}$$

## • Moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.8m$

$$M(x) = 26.3 \times x - 11.08 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5.54 \times x^2 + 26.3 \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.8) = 29.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $1.8 \leq x \leq 4.2m$

$$M(x) = -7.81 \times x^2 + 34.42 \times x - 7.32$$

$$\begin{cases} M(1.8) = 29.3 \text{ KN.m} \\ M(4.2) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

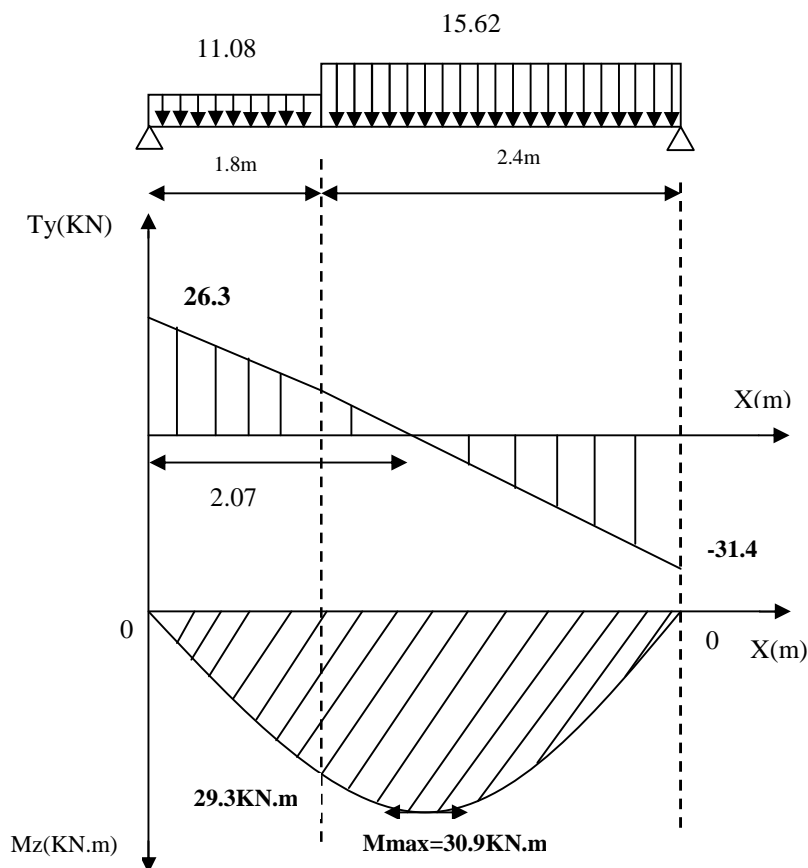


Figure III.23. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

- Le moment max à 'X<sub>0</sub>' tel que

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2.07m$$

$$M(2.07) = 30.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 30.9 \text{ KN.m}$$

Donc on a  $\begin{cases} M^t = 0.75M_{\max} = 23.17 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ En travée.} \\ M^a = 0.5M_{\max} = 15.4 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ En appui.} \end{cases}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16.

**Tableau III.16.** Calcul des sollicitations dans l'escalier

Etats limites	$M_0$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	30.9	15.4	23.17	31.4
ELS	22.24	8.89	18.9	28.26

**Ferraillage**

➤ **En travée**

$M^t = 23.17 \text{ KN.m}$

$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ux}^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{23.17 \times 10^{-3}}{1 \times (0,14)^2 \times 14,2} = 0.083 < 0,186 \Rightarrow \text{pivotA}$

$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_l = 0,392.$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$   
 $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0.108$   
 $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.133 \text{ m}$   
 $A_s = \frac{M_U}{Z \times f_{St}} = 4.96 \text{ cm}^2$

} On adopte : 5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup>

• **En appuis**

$M^a = 15.4 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{15.4 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0.059 < 0,186 \Rightarrow \text{pivotA}$

$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0,392.$

$\alpha = 0.071$

$Z = 0.13 \text{ m}$

$A_s = \frac{14.02 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 3.26 \text{ cm}^2$

**On adopte : 5HA10 = 3.93cm<sup>2</sup>**

On résume les calculs dans le tableau III.17.

Tableau III.17. Ferrailage de l'escalier

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	23.17	0.083	0.108	13.3	4.96	1.63	5HA12=5.65	20
En appuis	15.9	0.055	0.071	13.1	3.26	1.63	5HA10=3.93	20

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2, \text{espace : } \frac{100}{4} = 25\text{cm}^2$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2, \text{espace : } \frac{100}{4} = 25\text{cm}^2$$

- **Espacement des barres** Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33)\text{cm} = 33\text{cm}$ .

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4 \times h; 45)\text{cm} = 45\text{cm}$ .

Soit :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.22\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (31 \times 10^{-3} - \frac{23.1 \times 10^{-6}}{0.9 \times 135}) \times \frac{1.15}{400} = -0.89\text{cm}^2$$

- **État limite de compression du béton****Tableau III.18.** Vérification les contraintes dans l'escalier

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Condition vérifiée
En travée	18.39	10604	4.01	7.30	15	
En Appui	8.89	7998.3	3.5	3.94	15	

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{397} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.051 < \frac{18.39}{10 \times 22.24} = 0.082$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84cm$$

**Tableau III.19.** Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>js<sub>ser</sub></sub> (KN.m)	M <sub>gs<sub>ser</sub></sub> (KN.m)	M <sub>ps<sub>ser</sub></sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.2	5.65	9.11	14.2	18.9	10603.7	216384
Y (cm)	If <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
4.09	147918	91212	74278	144799	1.8	8.4

Δf < f<sub>adm</sub> Donc la flèche est vérifiée.

III.3.2. Le palier intermédiaire

🚧 Dalle sur un seul appui (une console)

$L_x=1.27m$  ;  $L_y=3.20m$

1. Évaluation des charges

$G_p=5.43KN/m^2$  ;  $Q=2.5 KN/m^2$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 11.08KN / m$$

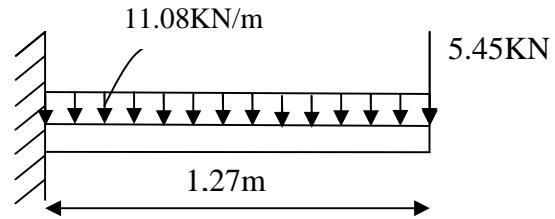


Figure III.24.Schéma statique de palier intermédiaire.

$P=G_{mur} \times 1.53=2.64 \times 1.53=4.04KN$  (la charge concentrée due au poids propre du mur).

$P=1.35 \times 4.04=5.45KN$ .

2. Les sollicitations

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{11.08 \times (1.27)^2}{2} + 5.45 \times 1.27 \rightarrow M_U = 15.85KN.m$$

$$V_u = P_u \times l + P = 11.08 \times 1.27 + 5.45 \rightarrow V_u = 19.52KN.$$

3. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$B=100\text{ cm}$ ;  $h=16\text{ cm}$ ;  $d=14\text{ cm}$ ;  $f_{bu}=14.2\text{ Mpa}$ .

Tableau III.20.Le ferrailage du palier intermédiaire.

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
15.85	0.056	0.07	13.59	3.35	1.63	5HA10=3.93	20

➤ Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31cm^2 / ml \quad \text{On choisit : } 4HA8 = 3.14cm^2/ml$$

$$St \leq \min(3e; 33)\text{ cm} \rightarrow St=25\text{ cm}$$

4. Vérification à l'ELU

- L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.52 \times 10^{-3}}{1000 \times 14} = 0.13MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5. Vérification à l'ELS

## - La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad p_s = G + Q = 7.93 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{7.93 \times (1.27)^2}{2} + 5.45 \times 1.27 = 13.31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.14 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.51 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 79288.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

## - La contrainte dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 264.15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$  ..... Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{13.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 201.63} = 3.36 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.29$

$$A_{st} = 5.21 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

## ➤ Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_{st}}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisie : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St \leq \min (3e; 33) \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

## État limite de déformation

$$\frac{h_t}{l} = \frac{16}{127} = 0.125 > \frac{3}{80} = 0.0375$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.125 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.125 > \frac{13.31}{20 \times 13.31} = 0.05$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0040 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

### 6. Le schéma de ferrailage

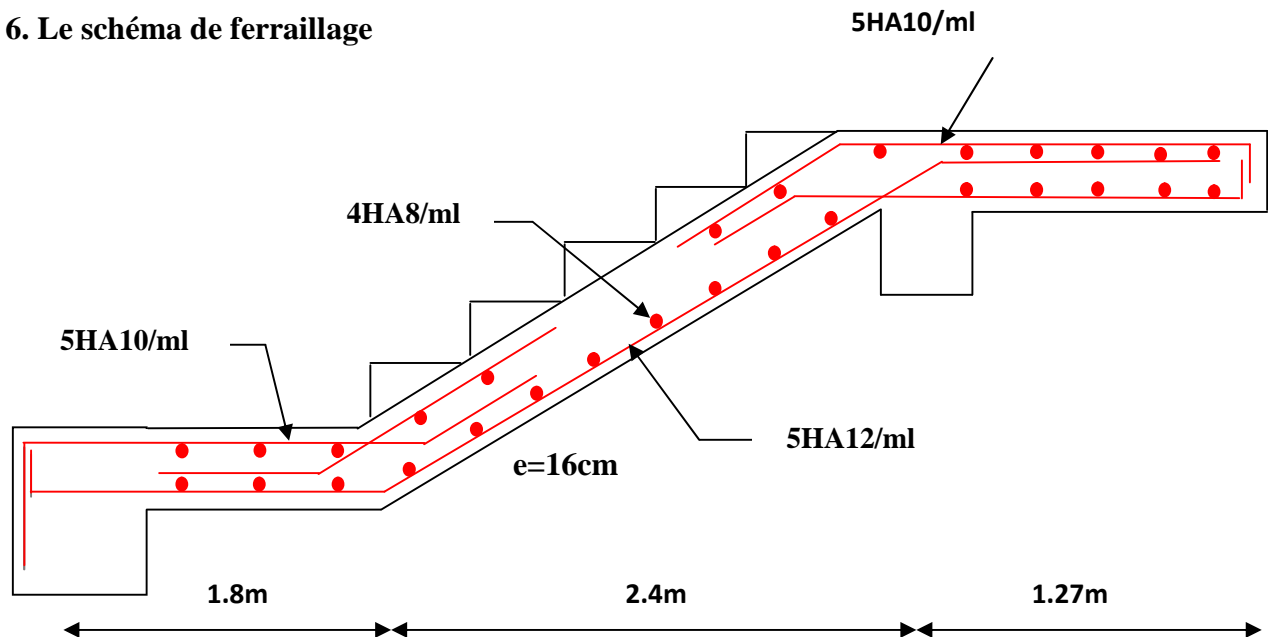


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.3.3. Étude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

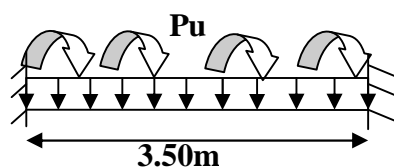


Figure III.27. Schéma statique de la poutre palière.

### 1. Dimensionnement

Condition de RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 30cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**Condition de la flèche**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

21.33cm < h < 32cm On prend : h=30cm et b=30cm.

**2. Calcul à la flexion simple**➤ **Calcul des sollicitations**

$g_0$  : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III.22).

$$\text{ELU: } R_B = 31 \text{ KN/m}_1$$

$$\text{ELS: } R_B = 22.4 \text{ KN/m}_1$$

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 34.03 \text{ KN/m}$$

$$M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 17.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -34.73 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 59.55 \text{ KN}$$

**Tableau III.21.** Ferrailage de la poutre palière.

position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
En travée	17.37	0.0522	0.066	27.26	1.83	1.01
En appuis	-34.73	0.103	0.136	26.47	3.77	1.01

➤ **Ferrailage****Exigence du RPA**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 4.62 \text{ cm}^2$

$$A^t = 3.39 \text{ cm}^2$$



**3. Vérification à l'ELU**

**-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{59.55 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.70MPa$$

$\tau_u = 0.70 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$  .....Condition vérifiée.

**-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (59.55 \times 10^{-3} - \frac{17.37 \times 10^6}{0.9 \times 280}) \times \frac{1.15}{400} = 1.71cm^2$$

**-calcul de l'espacement**

$St \leq \min(0.9d; 40cm) \longrightarrow St \leq 25.2cm$  on opte:  $St=15cm$ .

**4. Calcul de la section des d'armatures longitudinales**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

-U : périmètre de la section.

-.Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi.

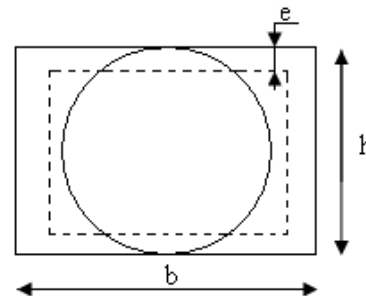
-A<sub>l</sub>: section d'acier.

-e = Ø /6 = h/6 = 5 cm

Ω = [b-e] × [h-e] = 0.0625 m<sup>2</sup>

U = 2×[(h-e)+(b-e)] = 1m<sup>2</sup>

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.54cm^2$$



**Figure III.28.** Section creuse équivalente

**5. Choix des armatures**

• **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.39 + \frac{3.54}{2} = 5.16cm^2 ; \text{ soit } 6HA12 = 6.79cm^2$$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.62 + \frac{3.54}{2} = 6.39 cm^2 ; \text{ Soit } 6HA12 = 6.79cm^2$$

## 6. Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$  contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On a  $V_{max} = 59.55 \text{KN}$ ..... [BAEL91 Art A.5.421].

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{59.55 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.70 \text{MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.9 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.54 \text{MPa}$$

$\tau_u = 2.54 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$  ..... Condition vérifiée

## 7. Calcul des armatures transversales

Soit  $S_t = 15 \text{cm}$ .

✓ **Flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.66 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.042 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{vu}{b \times h} = \frac{59.55 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.66 \text{MPa}$$

✓ **Torsion**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{15.9 \times 10^{-6} \times 0.15}{2 \times 62500 \times 400} = 0.47 \text{cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{cm}^2$  soit  $4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$  ; donc un cadre et un étrier.

## 8. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification de l'état limite de compression de béton**

$$ps = g_0 + R_{Bs} = 24,65 \text{ KN/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{Ps \times L^2}{24} = 12.58 \text{KN.m} \\ M_a = -\frac{Ps \times L^2}{12} = -25.16 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

**Tableau III.22.** Verification les contraintes

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	12.58	10.80	42728.42	3.17	15	Vérifiée
En appui	25.16	10.8	42728.42	6.35	15	Vérifiée

✓ **État limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \frac{h}{l} = 0,08 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0,08 < \frac{12,58}{10 \times 12,58} = 0,1$$

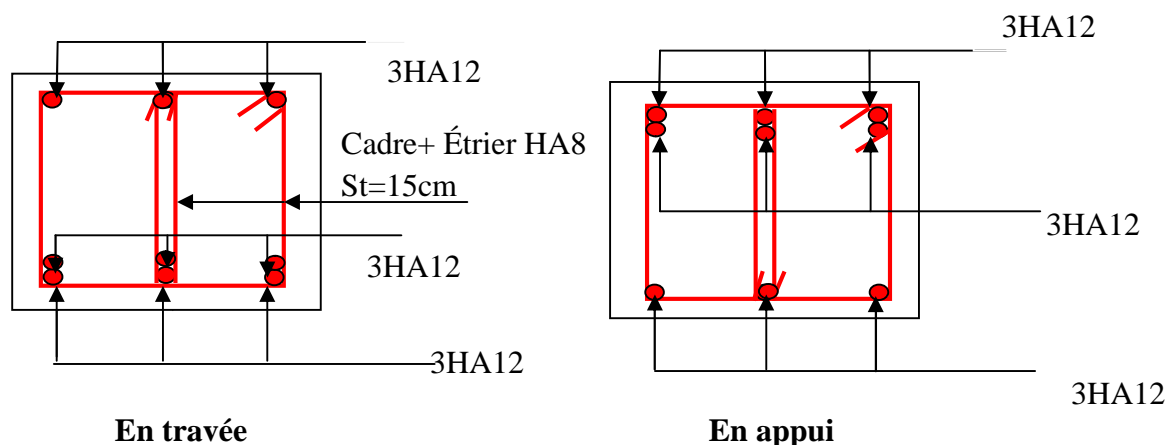
$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc en doit vérifier la flèche, les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau III.23.

**Tableau III.23.** Vérification la flèche

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.5	5.65	11.6	17.4	18.766	42728	82963
Y (cm)	If <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
10.8	64715	49043	47021	78396	2.39	7

✓ **Schéma de ferrailage de la poutre palière**



**Figure III.29.** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.4. Calcul de la poutre de chaînages

#### 1. Définition

##### -Le chaînage horizontal

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

#### 2. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées (coté ascenseur) est  $L_{\max} = 3.9m$

$$\left[ \begin{array}{l} h \geq 15cm \\ h \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \end{array} \right. \quad \text{Avec (30cm est l'épaisseur du mur),}$$

Selon la condition de la flèche :

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

$$28cm \leq h \leq 42cm$$

#### ➤ Exigences du RPA 99/2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Soit : } h=30cm, b=20cm ;$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (20×30).

#### 3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du plancher à corps creux : } q_{cc} = P_{\text{plancher}} \times l_d$$

$$\text{Poids du plancher à dalle pleine : } q_{dp} = P_{\text{plancher}} \times l_g/2$$

$$\text{Avec : } l_g = 1.60; l_d = 0.325m; G_{cc} = 5,66 \text{ KN/m}^2; g_{dp} = 5.61; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation sur la poutre : } Q_0 = Q \times b = 0.3 \text{ KN/m}$$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\text{ELU: } q_u = (1,35G_{cc} + 1,5Q) \times l_d + (1,35G_{dp} + 1,5Q) \times l_g/2 + 1,35 G_p + 1,5Q_0$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) \times l_d + (G + Q) \times l_g/2 + G_p + Q_0$$

$$q_u = (1,35 \times 5,66 + 1,5 \times 1,5) \times 0,325 + (1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 1,5) \times 1,6/2 + 1,35 \times 1,5 + 1,5 \times 0,3 = 13,54 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (5,66 + 1,5) \times (0,325) + (5,61 + 1,5) \times 1,6/2 + 1,5 + 0,3 = 9,98 \text{ KN/m}$$

$$M_u = q_u \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 25.74 \text{ K.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 18.97 \text{ K.m}$$

$$M_A = -0.15 \times M_u \longrightarrow M_A = -03.86$$

➤ **Le ferrailage**

**a) Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau III.24.

**Tableau III.24.** Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> )
Entravée	25.74	0.077	0.1	0.26	2.84	0.97	3HA12=3.39
En appui	3.86	0.011	0.013	0.27	0.41	0.97	3HA12=3.39

**b) Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art. III.3.b)}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$ .

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 42.87 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})}$$

Le RPA99/version 2003 exige un espacement

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Vérifications**

**a) À l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Effort tranchant .....CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 26.40KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.31MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 MPa) = 3,33 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**b) A P'ELS**

- Vérification de la contrainte dans le béton

Les résultats sont résumés dans le tableau III.25.

**Tableau III.25.**Vérification les contraintes dans le béton

position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	18.97	8.19	25448.90	6.19	15

$$\sigma_{bc} = 6.19MPa < 15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**-Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{3.9} = 0,077 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,077 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'où l'impératif de vérifier la flèche.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  **CBA93 (Art. B.6.5.3).**

**Tableau III.26.**Vérification de la flèche.

M <sub>j</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>p</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	F <sub>gv</sub> (mm)	F <sub>p</sub> (mm)	F <sub>g</sub> (mm)	F <sub>j</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
12.03	14.84	18.97	3.39	5.79	4.4	3.06	2.2	4.93	7,8	Vérifiée

## Schéma de ferrailage

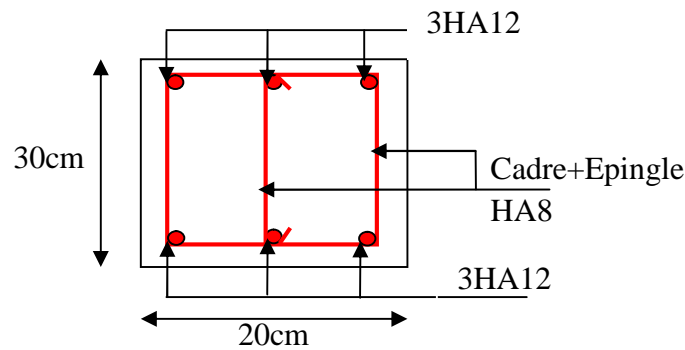


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

## III.5. Etude de l'ascenseur

## 1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur = 190 cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur = 200 cm
- $F_C$  Charge due à la cuvette = 145 kN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 50 kN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 0.63 \text{ m/s}$ .

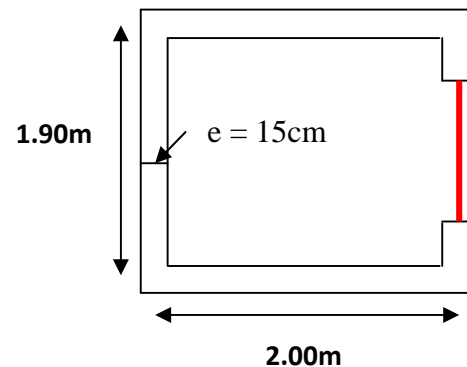


Figure III.31. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 15 + 50 + 6.3 = 71.3 \text{ kN}$$

## 2. Dalle de la salle de machine (charge concentrée)

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

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

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

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'

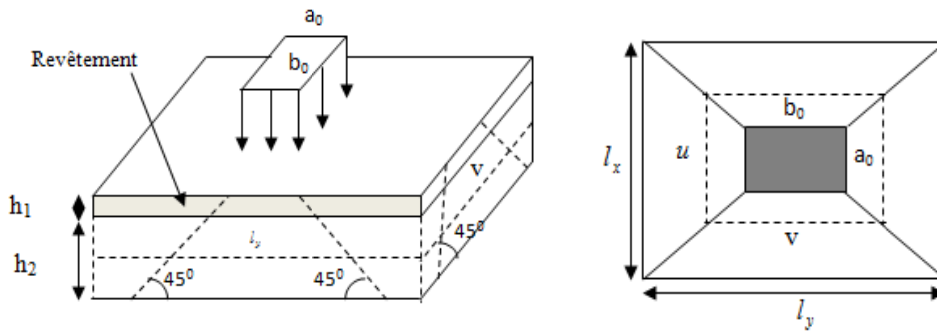


Figure III.32. Schémas représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse  $V = 0.63m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

**3. Evaluation des moments sous charge concentrée**

**a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système**

$M_{x1}, M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $\frac{u}{l_x} = 0.55$  et  $\rho = 0.95$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$  ;  $\frac{v}{l_y} = 0.52$  et  $\rho = 0.95$

En se référant à l'annexe 2 on trouve  $M_1 = 0.100$  et  $M_2 = 0.080$

**Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU**

$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 135 \times 71.3 = 96.25 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 9.62 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système**

$\rho=0.95 > 0,4 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ l'annexe 1.}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.22 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.62 + 1,22 = 10.84 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,7 + 1.08 = 8,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  ( $d_x=12\text{cm}$  ;  $d_y=11\text{cm}$ )

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 10.84 = 9.21 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 8.78 = 7.46 \text{ KN.m} \end{cases} \longrightarrow M_{ax} = -0,4 M_x = -4.33 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.27. Calcul de Ferraillage**

position	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	9.21	-4.33	2.25	1.05	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	7.46	-3.51	1.82	0.84	4T10=3.14	4T10=3.14

**Vérifications**

- **Condition de non fragilité**

$$h > 12 \longrightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,23 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.95 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } FeE400$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite ;  $h$  : Épaisseur de la dalle.

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

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420\text{cm}.$$

$$Q_u = 96.25\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 96.25\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 30.55\text{KN} \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.25\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres**

$$\text{Sens x-x'}: S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm}.$$

$$\text{Sens y-y'}: S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

### Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{ser} = 71.3\text{KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 8.27\text{KN.m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 7.13\text{KN.m.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.046KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.96KN.m$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :  $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.31KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.09KN.m \end{cases}$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.91KN.m$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.87KN.m$$

**Vérification des contraintes**

**Tableau III.28.** Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées (x)	7.91	21389	5.29	1.95	15	64.90	201.63
Travées (y)	6.87	12093	3.92	2.23	15	111.40	201.63

• **La flèche**

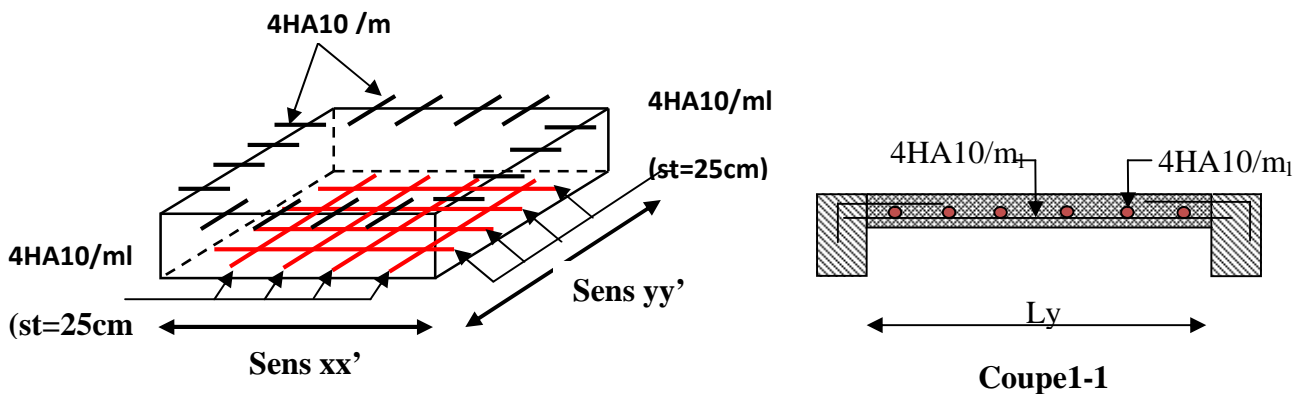
D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h}{Lx} = \frac{15}{190} > \max \left[ \frac{3}{8}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.078 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure III.33.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.

#### 4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **Évaluation des charges et surcharges**

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 43.15 \text{ KN/m}^2. \quad G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{38} = 38.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

- **Calcul des sollicitations**

##### A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 59.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.84 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

**En travée**      Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.51 \text{ KN.m}$

                    Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.66 \text{ KN.m}$

**En appui**       $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.35 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage** Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau III.29.

**Tableau III.29.** Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	Xx	7.51	0.0368	0.046	11.77	1.83	4HA10=3.14
	Yy	6.66	0.0326	0.041	11.8	1.62	4HA10=3.14
Appui	Xx	2.65	0.0129	0.016	11.92	0.63	4HA10=3.14
	yy	2.35	0.0115	0.014	11.9	0.56	4HA10=3.14

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 37.8 \text{ KN}; \quad V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 40.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{40.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.3 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

Calcul a l'ELS

• Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 43.15 + 1 = 44.15 \text{ KN} / m^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.04 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

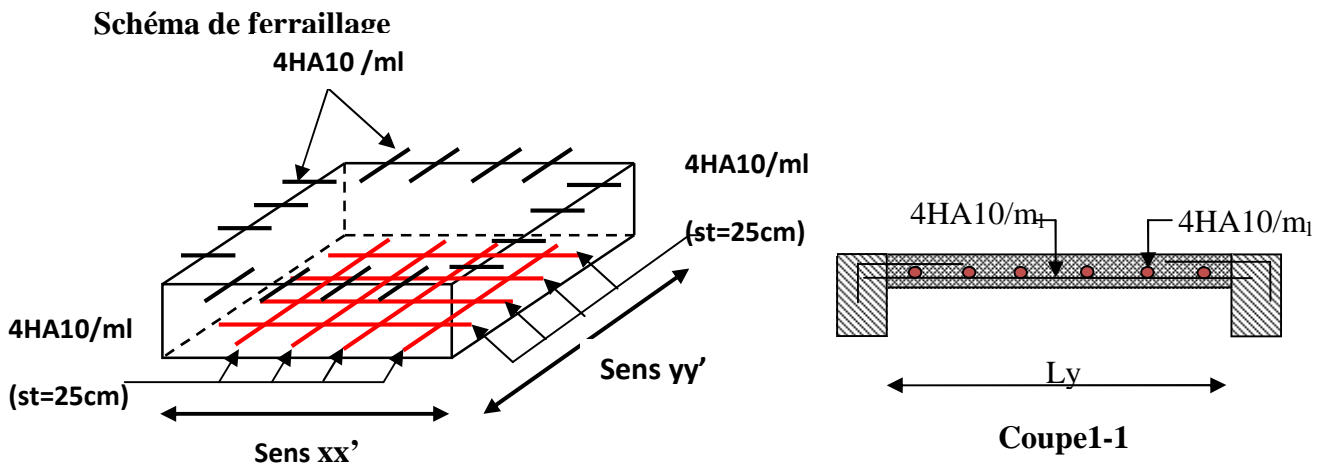
Tableau III.30. Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées (x)	6.53	9765	4.29	2.87	15	72.24	201.63
Travées (y)	6.04	5657.2	3.21	3.43	15	140.64	201.63

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} = \frac{15}{190} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.078 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure III.34.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine

### III.6. Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

#### A. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

#### B. Évaluation des charges

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0685m^2$$

– Poids propre :  $G1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.71 \text{ KN}$ .

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment :  $e = 1.5 \text{ cm}$ ) :  $G2 = 18 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ KN}$ .

– Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment :  $e = 1.5 \text{ cm}$ ) :  $G3 = 18 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ KN}$

$$W_p = G1 + G2 + G3 = 2.034 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN}$$

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA (Art. 6.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0.15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.034 = 0.97 \text{ KN}$

Calcul du centre de gravité de la section  $G(X_g; Y_g)$  :

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.33\text{m} \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.06 \text{ m}$$

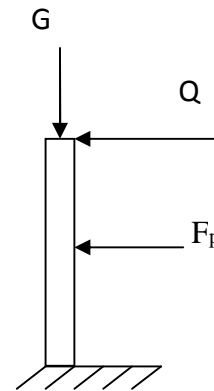


Figure III.35. Schéma statique de l'acrotère.

**C. Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2.03 \text{ KN}$

$N_Q = 0 \text{ KN}$

$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

$M_G = 0 \text{ KN.m}$

$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

$M_F = F_p \times Y_g = 0.97 \times 0.33 = 0.32 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion composée de bonde de 1m.

Tableau III.31. Les sollicitations du calcul.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.03	2.74	3.41
M (KN.m)	1.22	1.35	1.5

**D. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

La combinaison à considérer est :  $1,35G + 1,5Q$ .

$N_u = 2.74 \text{ KN}$

$M_u = 1.35 \text{ KN.m}$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{2.74} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer  $e_1$  par  $e$  qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec:  $e = e_1 + e_2 + e_a$

$e_a$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$ : l'excentricité structurale.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

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

Avec :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots\dots\dots$  (RPA. Art. A.4.3.5)

$\varphi$ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ( $\varphi = 2$ ).

$\alpha$ : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$L_f$ : Longueur de flambement ;  $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$ .

$h_0$ : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.0086 m$$

D'où  $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.49 + 0.0086 = 0.52m$

**E. Ferrailage de la section**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.74KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.74 \times 0.52 = 1.42KN.m$$

$h=10cm$  ;  $d=7cm$  ;  $b=100cm$ .

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.47KN.m$$

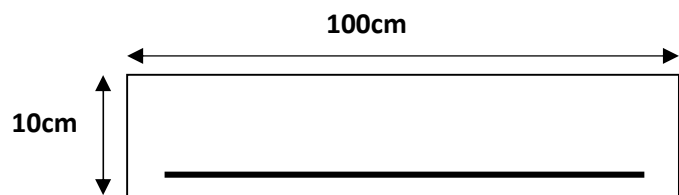


Figure III.36. Section à ferrailer.



$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0147$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right] = 0.0186$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :  $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.52 \text{ cm}^2$

## F. Vérification à l'ELU

### -Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### - Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### - Espacement :

Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

### - Vérification au cisaillement.

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

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.97 + 1.5 = 3.14 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.035 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

### - Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa. } \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

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

### G. Vérification à l'ELS

$$d=0.07\text{m}; N_{\text{ser}}=2.03\text{KN}; M_{\text{ser}}=1.5\text{KN.m}$$

#### -Vérification des contraintes

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

#### -Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression ( $c$ ) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1.5}{2.03} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.75\text{m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.75 = -0.68\text{m}$$

$$c = -0.68\text{m}; y = y_c + c$$

Calcul de  $y_c$  :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.68)^2 + \frac{(0.07 + 0.68) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -1.37\text{m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.68)^3 - (0.07 + 0.68)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.61\text{m}^2$$

On remplaçant  $q$  et  $p$  dans (\*), sa résolution donne :

Soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -8.84 \times 10^{-3} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h-C \Leftrightarrow 0.68 \leq y_c \leq 0.78$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0,73 \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -1,34 \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = 0,61 \end{cases}$$

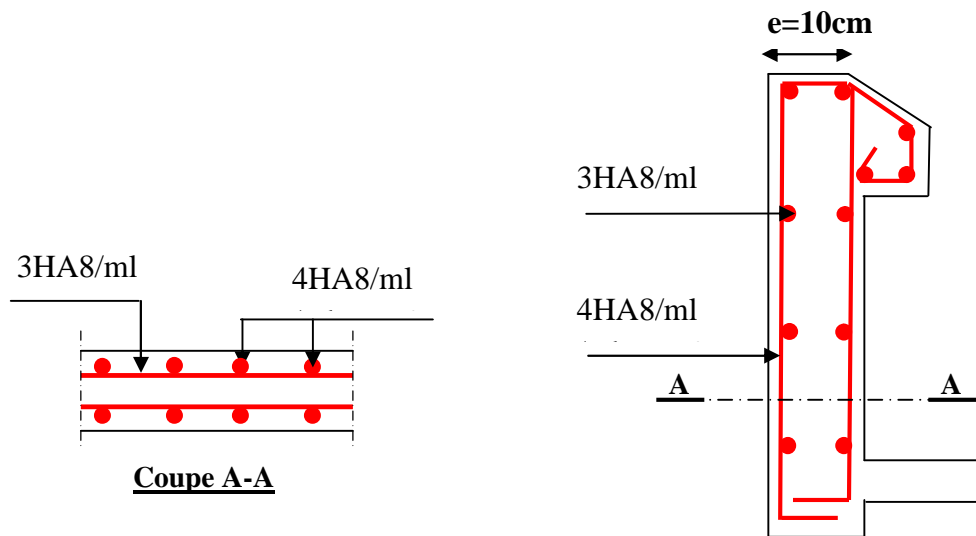
Avec 
$$\begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 1,35 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3}}{2p}\right) = 171,23^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,73 \Rightarrow y = 0,05m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,24 \times 10^{-3}$$

D'où  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,03 \times 10^{-3}}{1,24 \times 10^{-3}} = 1,63 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**H. Schéma de ferrailage**



**Figure III.37.**Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## **Chapitre IV**

# **Etude dynamique**

### IV.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### IV.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

#### IV.2.1.Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### IV.2.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad : \text{l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{A=0.15}$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $\mathbf{R = 5}$ .
- ✓  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 ( à noter que c'est la même dans les deux sens).

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
3	Régularité en plan	Vérifié	0
4	Régularité en élévation	Vérifié	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1.1 \\ Q_y = 1.1 \end{array} \right.$

✓  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  **RPA99 (Formule 4.5)**

- ✓  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- ✓  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Le poids de la structure est :  $W = 64938.731 \text{ KN}$ .

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

$\xi$ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \longrightarrow \quad \text{D'où, } \eta = 0,816.$$

$$\text{On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.50\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

$\checkmark$  **Calcul de la période fondamentale de la structure** : Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$H = 39.44 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$$T = 0.05 * 39.44^{3/4} = 0.78 \text{ s}$$

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\text{Donc, } \begin{cases} L_x = 27.97\text{m} \\ L_y = 17.55\text{m} \\ T_x = \min(0.67, 0.78) \\ T_y = \min(0.84, 0.78) \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.67 \Rightarrow T_x = 0.87\text{s} \\ T_y = 1.3 \times 0.78 \Rightarrow T_y = 1.01\text{s} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_y = 1.44 \\ D_x = 1.67 \end{cases}$$

➤ La force sismique totale à la base de la structure est

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.1}{5} \times 64938.731 \Rightarrow V_x = 3578.773 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.1}{5} \times 64938.731 \Rightarrow V_y = 3085.88 \text{ KN}$$

➤ Spectre de réponse de calcul

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4-13)}$$

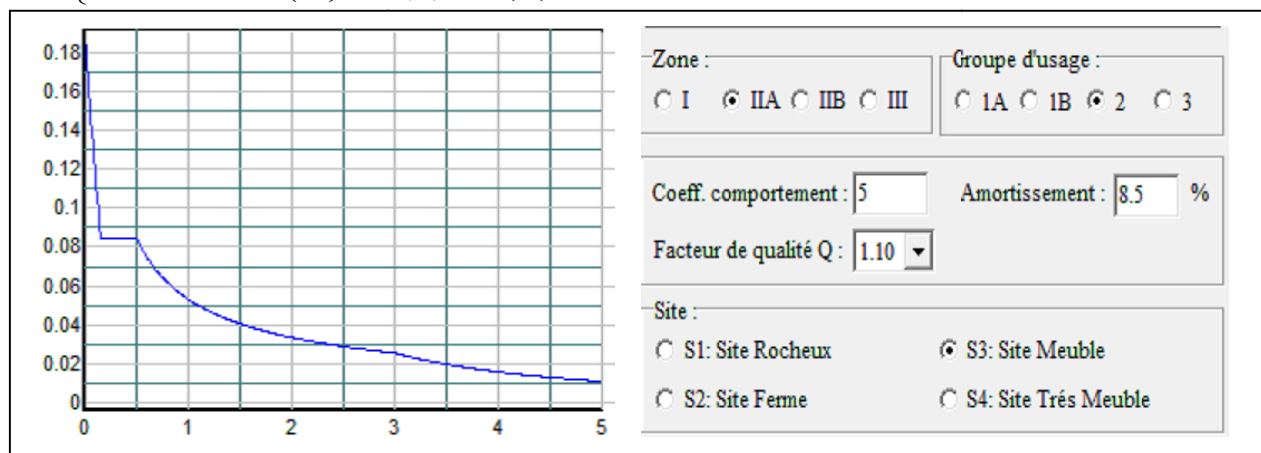


Figure IV.1. Spectre de réponse

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par éléments fini dénommé SAP 2000.v14

#### IV.4. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de parking dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.2.



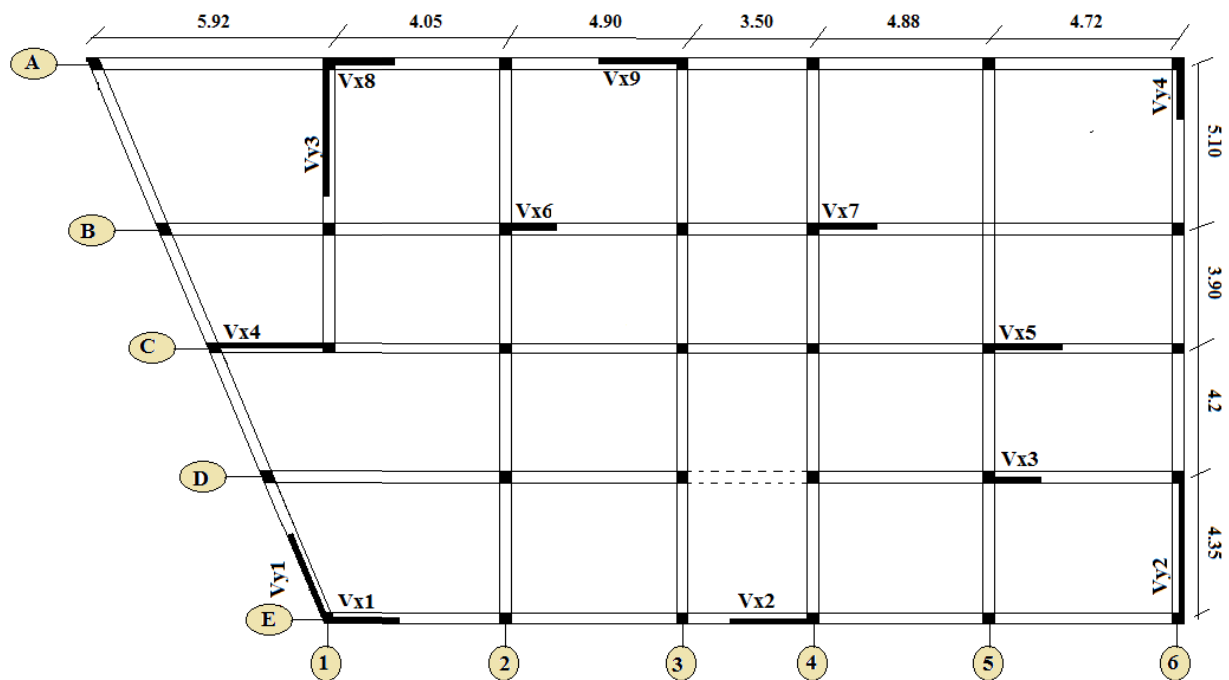


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par SAP 2000

1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	<b>1.037777</b>	0.00802	0.65614	0.00003837	0.00802	0.65614
2	<b>0.848633</b>	0.71049	0.00742	0.00017	0.71852	0.66357
3	0.793691	0.00012	0.02129	2.562E-07	0.71864	0.68485
4	0.327579	0.00041	0.000061	0.000002122	0.71905	0.68491
5	0.308946	0.01683	0.00456	0.0000037	0.73588	0.68948
6	0.294264	0.00927	0.12731	0.0000787	0.74515	0.81678
7	0.275785	0.08784	0.02209	0.000002684	0.833	0.83888
8	0.267338	0.01194	0.00049	2.873E-08	0.84493	0.83937
9	0.227492	0.00031	0.00497	0.000005112	0.84525	0.84434
10	0.224324	0.000041	0.00003364	1.245E-08	0.84529	0.84437
11	0.183679	0.00013	2.155E-08	1.745E-09	0.84542	0.84437
12	0.150441	0.02836	0.01899	0.00007475	0.87379	0.86337
13	0.149499	0.00341	0.00244	0.000007517	0.87719	0.8658
14	0.142548	0.02318	0.0284	0.00001012	<b>0.90037</b>	0.89421
15	0.122491	0.00001777	4.811E-07	2.335E-09	0.90039	0.89421
16	0.119391	0.000003501	0.00043	0.00002203	0.90039	0.89464
17	0.119135	0.00001526	0.00026	0.00001361	0.90041	0.8949
18	0.114767	5.831E-09	0.00028	0.00000681	0.90041	0.89518
19	0.108879	0.0003	0.02203	0.00109	0.90071	<b>0.9172</b>

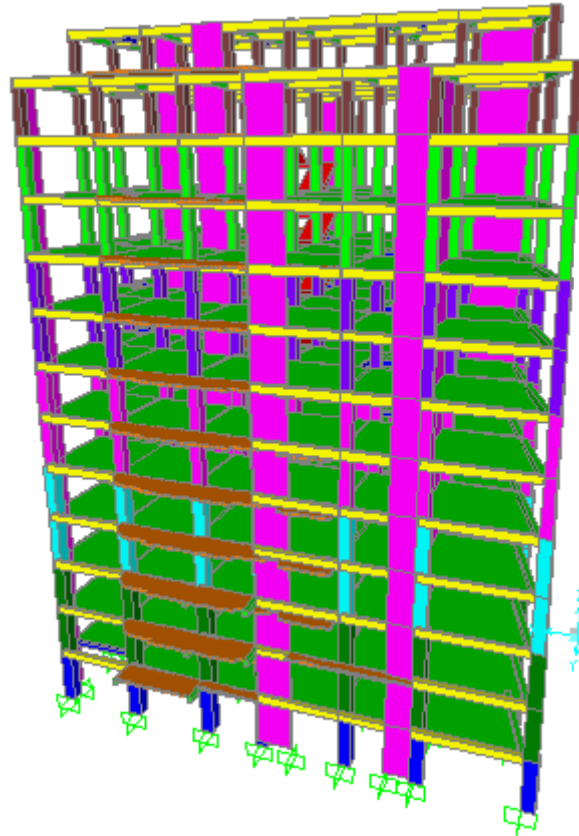


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000

#### Comportement de la structure

- le premier mode représente une translation suivant y-y

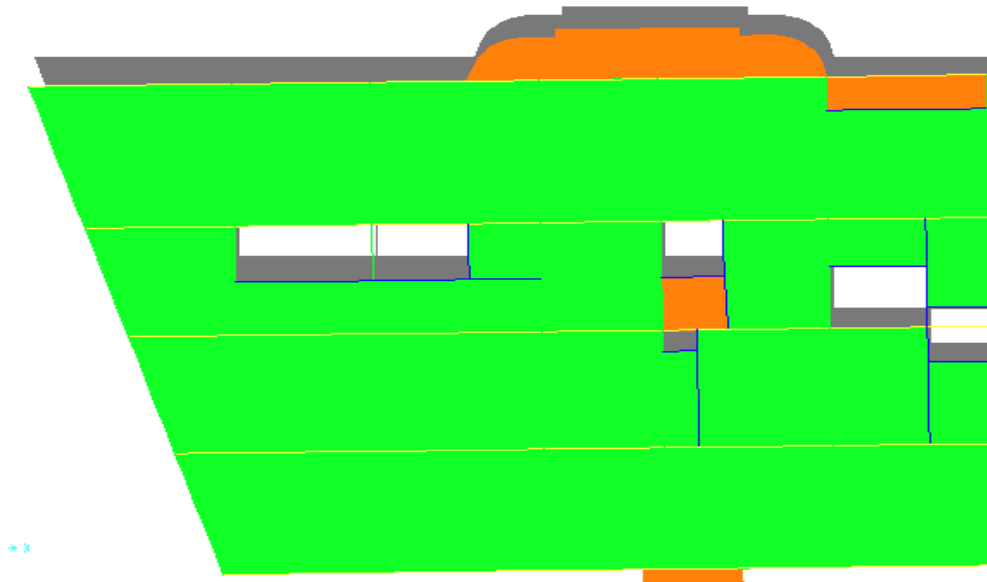


Figure IV.4. (mode1) translation suivant l'axe y-y

- le deuxième mode représente une translation suivant x-x

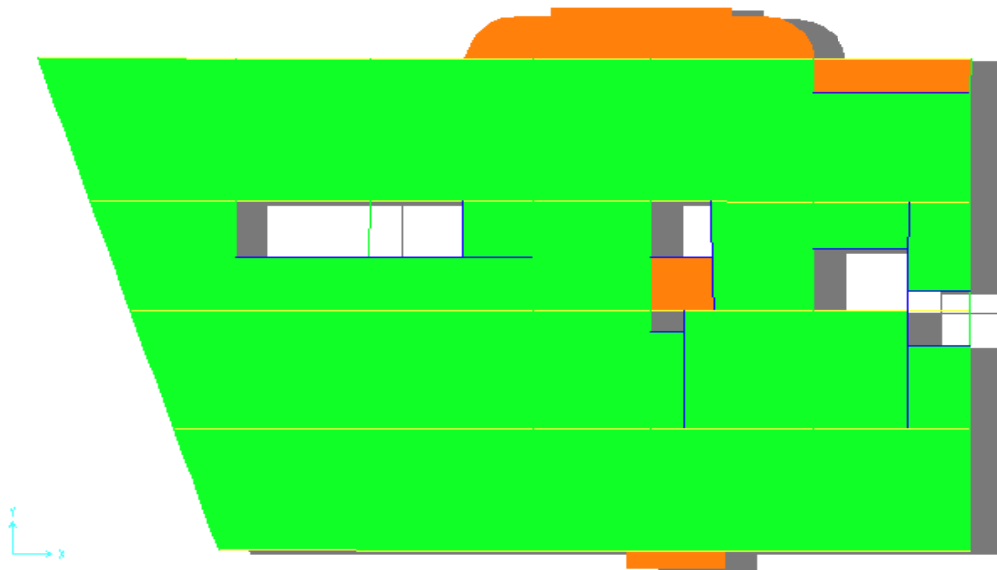


Figure IV.5. (mode2) translation suivant l'axe x-x

- Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe z-z

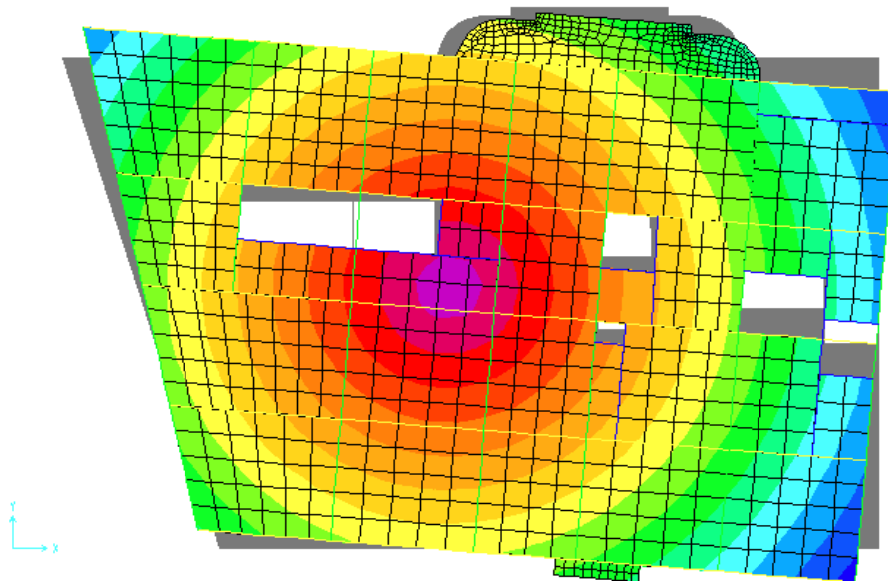


Figure IV.6. (mode3) rotation suivant l'axe z-z

## 2. Justification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales**

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.3.

**Tableau IV.3.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
1 <sup>er</sup> Niveau	59886.09	12150.32	83.133084	16.8669165
2 <sup>ème</sup> Niveau	53885.84	8628.133	86.198072	13.8019276
3 <sup>ème</sup> Niveau	48642.09	9506.223	83.651764	16.3482361
4 <sup>ème</sup> Niveau	43306.25	9225.979	82.437489	17.5625111
5 <sup>ème</sup> Niveau	38177.79	8497.364	81.794674	18.205326
6 <sup>ème</sup> Niveau	33043.16	7776.663	80.948805	19.0511946
7 <sup>ème</sup> Niveau	28399.5	6714.619	80.877724	19.1222756
8 <sup>ème</sup> Niveau	24491.87	5440.145	81.824993	18.1750066
9 <sup>ème</sup> Niveau	19707.23	4599.878	81.075994	18.9240055
10 <sup>ème</sup> Niveau	15017.63	3678.038	80.326794	19.6732055
11 <sup>ème</sup> Niveau	10602.76	2608.836	80.253434	19.7465664
12 <sup>ème</sup> Niveau	6302.644	1440.639	81.394982	18.6050183
13 <sup>ème</sup> Niveau	2313.589	278.952	89.24021	10.7597902

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

➤ **Sous-charges horizontales**

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.4.

**Tableau IV.4.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
1	1258.138	1434.036	46.73316	53.26684	889.964	1527.539	36.81336	63.18664
2	1134.328	1242.803	47.71836	52.28164	744.637	1309.366	36.25297	63.74703
3	1263.859	1354.342	48.27204	51.72796	861.694	1174.744	42.31379	57.68621
4	1184.558	1364.729	46.46625	53.53375	876.799	1063.112	45.1979	54.8021
5	1257.539	1148.889	52.2575	47.7425	956.662	892.022	51.74827	48.25173
6	1094.301	1128.987	49.21994	50.78006	891.77	818.847	52.13148	47.86852
7	1087.862	955.671	53.23437	46.76563	933.869	654.665	58.7881	41.2119
8	1026.763	822.49	55.52312	44.47688	819.607	680.502	54.6365	45.3635

9	1000.915	594.957	62.719	37.281	845.794	483.188	63.64225	36.35775
10	739.903	570.481	56.46459	43.53541	694.693	441.158	61.16057	38.83943
11	660.949	338.436	66.13557	33.86443	690.374	280.342	71.12008	28.87992
12	479.947	199.403	70.64797	29.35203	719.966	312.772	69.71429	30.28571
13	267.933	60.192	81.65577	18.34423	261.854	5.759	97.84801	2.151988

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

### 3. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = N_d / (B \cdot f_c) \leq 0.3$  **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

**Tableau IV.5.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	$N_d$ (KN)	Type de poteaux	B (m <sup>2</sup> )	$\nu$	Remarque
1	3018.379	75*75	5625	0.214640284	Vérifiée
2	2478.223	70*75	5250	0.18881699	Vérifiée
3	1866.045	70*75	5250	0.142174857	Vérifiée
4	1140.754	65*70	4550	0.100286066	Vérifiée
5	1046.777	65*70	4550	0.092024352	Vérifiée
6	861.396	60*65	3900	0.088348308	Vérifiée
7	798.559	60*65	3900	0.081903487	Vérifiée
8	1098.479	55*60	3300	0.13314897	Vérifiée
9	885.323	55*60	3300	0.107311879	Vérifiée
10	686.66	50*55	2750	0.099877818	Vérifiée
11	501.431	50*55	2750	0.072935418	Vérifiée
12	326.144	45*50	2250	0.057981156	Vérifiée
13	167.749	45*50	2250	0.029822044	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

### 4. Vérification des déplacements

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : 
$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta e_K$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.6.

**Tableau IV.6.** Vérification des déplacements. (sens x-x)

Niv	$h_k$ (m)	Sens x-x				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
1	3.06	0.0005	0.0025	0	0.0025	0.00081699
2	3.06	0.0015	0.0075	0.0025	0.005	0.00163399
3	3.06	0.0028	0.014	0.0075	0.0065	0.00212418
4	3.06	0.0042	0.021	0.014	0.007	0.00228758
5	3.06	0.0057	0.0285	0.021	0.0075	0.00245098
6	3.06	0.0073	0.0365	0.0285	0.008	0.00261438
7	3.06	0.0087	0.0435	0.0365	0.007	0.00228758
8	3.06	0.0102	0.051	0.0435	0.0075	0.00245098
9	3.06	0.0115	0.0575	0.051	0.0065	0.00212418
10	3.06	0.0127	0.0635	0.0575	0.006	1.9608E-05
11	3.06	0.0138	0.069	0.0635	0.0055	0.00179739
12	2.89	0.0146	0.073	0.069	0.004	0.00130719
13	2.89	0.0153	0.0765	0.073	0.0035	0.00114379

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements (sens y-y)

Niv	$h_k$ (m)	Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
1	3.06	0.0005	0.0025	0	0.0025	0.00069
2	3.06	0.0018	0.009	0.0025	0.0065	0.00212
3	3.06	0.0034	0.017	0.009	0.008	0.00261
4	3.06	0.0053	0.025	0.017	0.0095	0.00310
5	3.06	0.0074	0.037	0.0265	0.0105	0.00343
6	3.06	0.0096	0.048	0.037	0.011	0.00359
7	3.06	0.0118	0.059	0.048	0.011	0.00359
8	3.06	0.014	0.07	0.059	0.011	0.00359
9	3.06	0.0161	0.085	0.07	0.0105	0.00343
10	3.06	0.0182	0.091	0.0805	0.0105	0.00003
11	3.06	0.0201	0.105	0.091	0.0095	0.000003
12	2.89	0.0218	0.109	0.1005	0.0085	0.00277
13	2.89	0.0228	0.114	0.109	0.005	0.00163

D'après les tableaux IV.7, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieures au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### 5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_n (Wg_i + \beta \cdot Wq_i)$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**Tableau IV.8.** Vérification à l'effet P-Δ.

Niv	h <sub>t</sub>	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
1	3,06	56331.623	0.0025	2692.174	0.01708901	0.0025	2417.503	0.01903062
2	3,06	52338.626	0.005	2377.131	0.03596409	0.0065	2054.003	0.05410838
3	3,06	47241.672	0.0065	2618.320	0.03833260	0.008	2036.438	0.06062692
4	3,06	41966.113	0.007	2549.287	0.03764396	0.0095	1939.911	0.06713637
5	3,06	36691.309	0.0075	2406.428	0.0373564	0.0105	1848.684	0.06807744
6	3,06	31556.333	0.008	2223.288	0.03710541	0.011	1710.617	0.06631058
7	3,06	26937.186	0.007	2043.533	0.0301541	0.011	1588.534	0.0609574
8	3,06	21905.111	0.0075	1849.253	0.0289973	0.011	1500.109	0.05242791
9	3,06	16877.343	0.0065	1595.872	0.02243562	0.0105	1328.851	0.0435247
10	3,06	11975.554	0.006	1310.384	0.017898	0.0105	1135.851	0.03613417
11	3,06	7085.72	0.0055	999.385	0.01273098	0.0095	970.716	0.02263932
12	2,89	2433.876	0.004	679.35	0.00468116	0.0085	1032.738	0.00654359
13	2,89	0	0.0035	328.125	0	0.005	267.613	0

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup>ordre peuvent être négligés.

#### IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.

- **Vérification de la résultante des forces sismiques.**

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$ , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**Tableau IV.9.** Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	$V_{dy}$ (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	3578.773	2863.018	2907.80005	Vérifié
Sens yy	3085.88	2468.70	2499.47283	Vérifié

#### IV.7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



## Chapitre V

# Etude des éléments structuraux

## V.1.Introduction

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

## V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- |               |          |                       |
|---------------|----------|-----------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E |                       |
| 2) 0.8G+E     | 5) G+Q   | <b>RPA (art. 5.2)</b> |
| 3) 0.8G-E     | 6) G+Q+E |                       |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max}$   $\longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min}$   $\longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{max}$   $\longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

### V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 .....RPA (art 7.4.2.1)

#### ➤ Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.  
6% en zones de recouvrement.
- le diamètre minimal est de 12mm.
- la longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

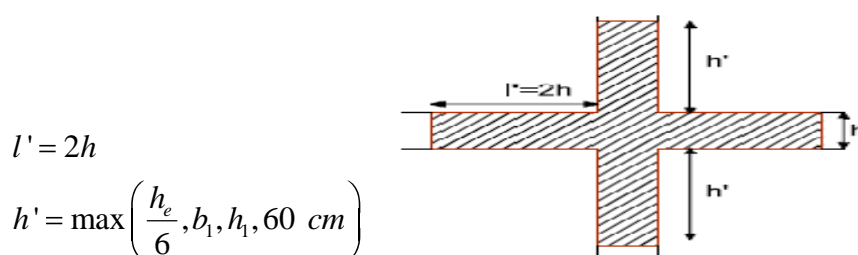


Figure V.1.Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau V.1.

**Tableau V.1.** Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
Enter sol-RDC	75*75	45	225	337.5
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	70*75	42	210	315
3et 4 <sup>ème</sup> étage	65*70	36.4	182	273
5et 6 <sup>ème</sup> étage	60*65	31.2	156	234
7et 8 <sup>ème</sup> étage	55*60	26.4	132	198
9et 10 <sup>ème</sup> étage	50*55	22	110	165
11 <sup>em</sup> et duplex	45*50	18	90	135

### V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

**Tableau V.2.** Sollicitation dans les poteaux

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
EntersolRDC	-3583.322	11.447	-32.796	119.187	171.338	-952.433	95.233
1et 2 <sup>ème</sup> étage	-3260.865	28.5334	-0.401	70.3407	143.104	-552.426	90.405
3et 4 <sup>ème</sup> étage	-2640.48	24.165	-12.866	32.047	129.48	-1995.09	106.853
5et 6 <sup>ème</sup> étage	-2054.63	18.29	-117.58	15.28	129.107	-1522.93	102.458
7et 8 <sup>ème</sup> étage	-1498.103	7.75	-54.236	39.36	125.536	-880.377	91.46
9et 10 <sup>ème</sup> étage	-966.53	7.938	-16.80	27.075	111.988	-600.15	75.31
11 <sup>em</sup> et duplex	-450.83	4.83	-0.536	6.20	85.815	-239.69	58.58

### V.2.3 Calcul du ferrailage

#### ❖ Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa et celui donné par le logiciel Socotec

#### • Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

b = 75 cm; h = 75 cm; d = 72 cm.

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ .

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned} - N_{\max} &= 3583.322 \text{KN} & \rightarrow & M_{\text{cor}} = 11.4476 \text{KN.m} \quad (ELU) \\ - M_{\max} &= 171.3384 \text{KN.m} & \rightarrow & N_{\text{cor}} = 952.433 \text{KN} \quad (G+Q+E_x) \\ - N_{\min} &= 32.796 \text{KN} & \rightarrow & M_{\text{cor}} = 119.1872 \text{KN.m} \quad (G+Q+E_x) \end{aligned}$$

**a). Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$**

$$N = 3583.322 \text{KN} \text{ (de compression) } \dots\dots (G+Q+E_y)$$

$$M = 11.4476 \text{KN.m} \quad \rightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{11.4476}{3583.322} = 0.0031 \text{m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{m} \quad (\text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I)$$

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 11.4476 + 3583.322 \times (0.72 - 0.75/2) = 1247.6936 \text{KN.m.}$$

$$[3583.322 \times (0.72 - 0.03) - 1247.6936] \times 10^3 = 1.22 \text{MN.m} \dots\dots\dots (a)$$

$$(0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.75 \times 0.75 \times 14.2 = 1.82 \dots\dots\dots (b) \Rightarrow (I) \text{ vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1247.6936 \times 10^{-3}}{0,75 \times 0,72^2 \times 14.2} = 0.225$$

$$\mu_{bu} = 0.225 > 0.186$$

On est en pivot B:

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.225}) = 0.322$$

$$z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.322) = 0.626 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1247.6936 \times 10^{-3}}{0,626 \times 348} = 5.72 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 57.2 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 57.2 - \frac{3583.322 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -45.76 \text{cm}^2$$

**b). Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$**

$$M = 171.3384 \text{KN.m, } N = 952.433 \text{KN} \quad \rightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{171.3384}{952.433} = 0.179 \text{m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375m \quad (\text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures}$$

AA').

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 171.3384 + 952.433 \times (0.72 - 0.75/2) = 499.92 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.75 \times 0.75 \times 14.2 = 1.82$$

$$[952.433 \times (0.72 - 0.03) - 499.92] \times 10^{-3} = 0.157 \text{ MN.m}$$

⇒ (I) est vérifiée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{499.92 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.090$$

$$\mu_{bu} = 0.090 < 0.186$$

On est en pivot A

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090}) = 0.118$$

$$z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.118) = 0.685m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{499.92 \times 10^{-3}}{0.685 \times 348} = 20.9 \times 10^{-4} m^2 = 20.9 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 20.9 - \frac{952.433 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -6.46 cm^2$$

### c). Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$

$$N = 32.796 \text{ KN} ; M = 119.1872 \text{ KN.m} \longrightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{119.1872}{32.796} = 3.63m$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375m \quad \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 119.1872 + 32.796 \times (0.72 - 0.75/2) = 130.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{130.50 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.0236$$

$$\mu_{bu} = 0.0236 < 0.186$$

On est en pivot A:

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0236)}) = 0.029$$

$$z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.029) = 0.711m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{130.50 \times 10^{-3}}{0,711 \times 348} = 5.27 \times 10^{-4} m^2 = 5.27 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 5.27 - \frac{32.796 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 4.32 cm^2$$

**Tableau V.3.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section de poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) socotec	A <sub>mim</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Enter sol-RDC	75*75	4.32	45	12HA20+4HA16=45.74cm <sup>2</sup>
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	70*75	2.82	42	12HA20+4HA16=45.74cm <sup>2</sup>
3et 4 <sup>ème</sup> étage	65*70	1.19	36.4	12HA20=37.70 cm <sup>2</sup>
5et 6 <sup>ème</sup> étage	60*65	0	31.2	12HA20=37.70 cm <sup>2</sup>
7et 8 <sup>ème</sup> étage	55*60	1.2	26.4	4HA20+8HA16=28.65cm <sup>2</sup>
9et 10 <sup>ème</sup> étage	50*55	1.26	22	4HA20+8HA14=24.89cm <sup>2</sup>
11 <sup>em</sup> et duplex	45*50	2.06	18	4HA16+8HA14=20.36 cm <sup>2</sup>

### Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_l$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale :  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$  en zone IIa.
- dans la zone courante :  $t \leq 15 \times \phi_l$  en zone I et IIa.

$\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

❖ La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_l}$  en pourcentage est :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8% si  $\lambda_g < 3$  ; interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$  .

Avec :  $\lambda_g = l_f / b$  ou  $l_f / a$ .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

$$l_r = 40\phi$$

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.4.** Ferrailages transversale des poteaux

Niveau	Enter sol-RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5et 6 <sup>ème</sup> étage	7et 8 <sup>ème</sup> étage	9et 10 <sup>ème</sup> étage	11 <sup>em</sup> et duplex
Section	75*75	75*70	70*65	65*60	60*55	55*50	50*45
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	2	2	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	202.3
$\lambda_g$	2.85	2.85	3.06	3.29	3.57	3.89	4.046
$V_u$ (KN)	95.233	90.405	106.853	102.853	91.46	75.31	58.58
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	0.43	0.41	0.49	0.47	0.42	0.34	0.28
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	9	8.4	8.24	7.09	6.54	5.05	4.05
$A^t_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42	12HA10= 9.42	10HA10= 7.85	10HA10= 7.85	8HA10= 6.28	8HA10= 6.28

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20}{3}\text{cm} \Rightarrow 10 \geq 6.67\text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

#### V.2.4. Vérifications

##### a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

✓ Exemple de calcul (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142m$  (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.21m$  ..... (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.21} \Rightarrow \lambda = 10.2 \Rightarrow \alpha = 0.83$

$B_r = 5329cm^2$  ..... (Section réduite).

Donc

$N_u = 0.83 \times \left( \frac{0.5329 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 45.74 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) \times 10^3 = 9511.36KN$

On a  $N_{max} = 3583.322.KN < N_u = 9511.36KN$  condition vérifiée ; il n’y a pas de risque de flambement

Le même calcul s’applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau V.5.

**Tableau V.5.**Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	I	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Br(cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	N <sub>U</sub> (KN)	Observation
Enter sol-RDC	0.21	10.2	0.83	45.74	5329	3583.322	9511.36	vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	0.20	10.71	0.83	45.74	5250	3961.48	9273.88	vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	0.187	11.45	0.832	37.70	4284	2640.48	7691.53	Vérifiée
5et 6 <sup>ème</sup> étage	0.173	12.38	0.82	37.70	3654	2054.63	6704.71	Vérifiée
7et 8 <sup>ème</sup> étage	0.158	13.55	0.825	28.65	3339	1498.103	5923.38	vérifiée
9et 10 <sup>ème</sup> étage	0.144	14.87	0.82	24.89	2544	966.53	4573.01	vérifiée
11 <sup>em</sup> et duplex	0.129	15.57	0.81	20.36	2064	450.83	3669.62	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n’y a pas de risque de flambement



**b) vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

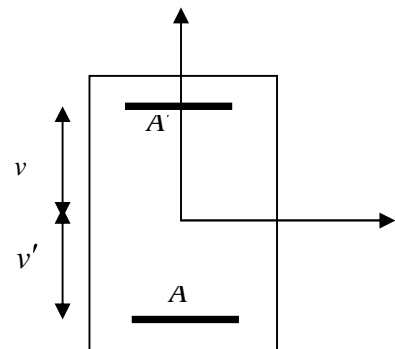
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

S = b × h + 15(A + A'): section homogénéisée

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$



**Figure V.2.** Section d'un poteau.

**Tableau V.6.** vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Enter sol-RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5et 6 <sup>ème</sup> étage	7et 8 <sup>ème</sup> étage	9et 10 <sup>ème</sup> étage	11 <sup>em</sup> et duplex
Sections	5625	5250	4550	3900	3300	2750	2250
d (cm)	72	72	67	62	57	53	47
A (cm <sup>2</sup> )	45.74	45.74	37.70	37.70	28.65	24.89	20.36
V (cm)	21.005	21.642	23.664	22.989	23.235	21.999	23.124
V' (cm)	33.995	33.358	31.336	27.011	26.765	23.001	21.876
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0213	0.0205	0.0164	0.0118	0.0096	0.0064	0.0052
N <sub>ser</sub> (MN)	2.6122	2.377	1.924	1.497	1.0924	0.705	0.3297
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0.0083	0.02	0.0175	0.0133	0.00558	0.00574	0.00348
M <sub>serG</sub> (MN.m)	-0.1614	-0.1192	-0.0563	-0.0168	-0.0137	0.0022	0.0055
σ <sub>bc1</sub> (Mpa)	4.48	4.4	4.15	3.81	3.28	2.57	1.49
σ <sub>bc2</sub> (Mpa)	2.07	2.59	3.15	3.45	2.93	2.64	1.7
σ <sub>bc</sub> (Mpa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Dans le tableau V.6, on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

## c) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7.

**Tableau V.7.** vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Enter sol-RDC	75*75	214.2	2.85	0.04	72	95.233	0.173	1	Vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	75*70	214.2	2.85	0.04	72	90.405	0.226	1	Vérifiée
3et 4 <sup>ème</sup> étage	70*65	214.2	3.06	0.04	67	106.853	0.245	1	Vérifiée
5et 6 <sup>ème</sup> étage	65*60	214.2	3.29	0.04	62	102.853	0.276	1	Vérifiée
7et 8 <sup>ème</sup> étage	60*55	214.2	3.57	0.04	57	91.46	0.227	1	Vérifiée
9et 10 <sup>ème</sup> étage	55*50	214.2	3.89	0.04	52	75.31	0.289	1	Vérifiée
11 <sup>em</sup> et duplex	50*45	202.3	4.046	0.04	47	58.58	0.276	1	Vérifiée

D'après tableau V.7, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

## ❖ Disposition constructive des poteaux

## ▪ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 20\text{mm donc } L_r > 80\text{cm ; on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

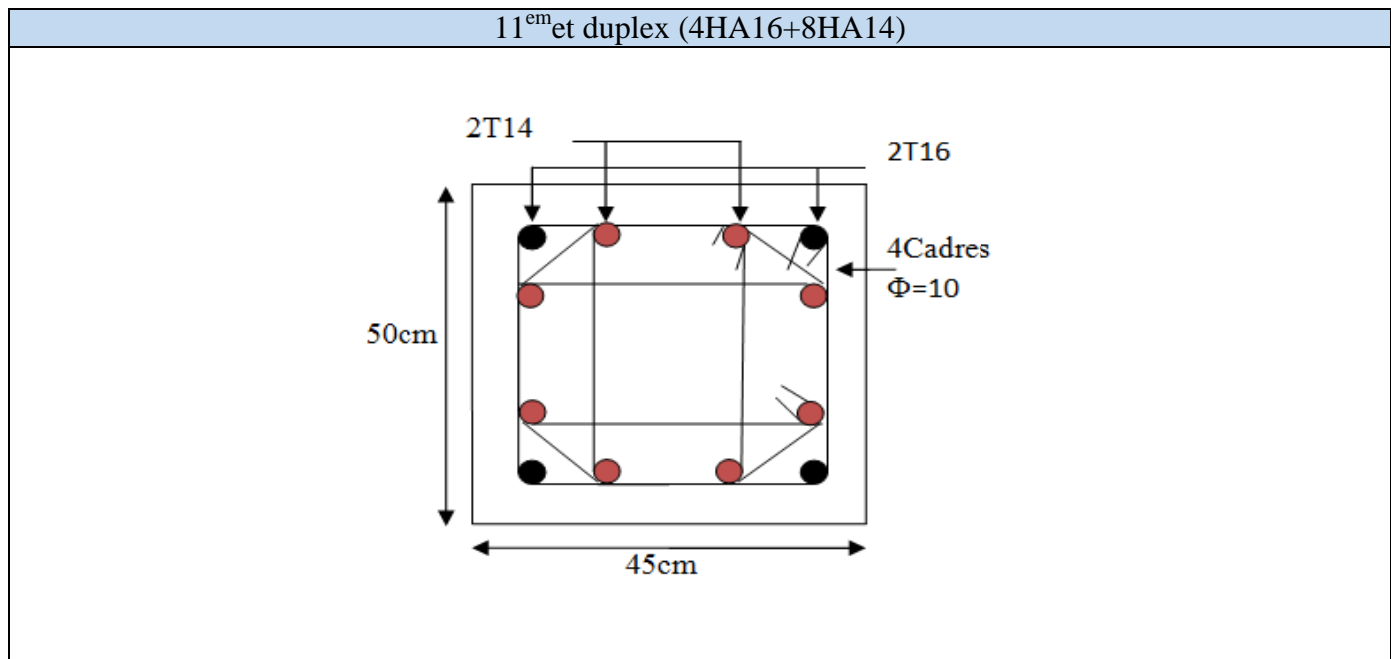
$$\phi = 16\text{mm donc } L_r > 64\text{cm ; on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{mm donc } L_r > 56\text{cm ; on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux

Enter sol-RDC (12HA20+4HA16)	1 et 2 <sup>ème</sup> étage (12HA20+4HA16)
<p>4T20</p> <p>1T16</p> <p>75 cm</p> <p>75 cm</p> <p>4Cadres + étrier <math>\Phi=10</math></p>	<p>4T20/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>75 cm</p> <p>70 cm</p> <p>Cadres + étrier <math>\Phi=10</math></p>
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage (12HA20)	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage (12HA20)
<p>4T20</p> <p>70 cm</p> <p>65 cm</p> <p>4Cadres <math>\Phi=10</math></p>	<p>4T20/Face</p> <p>65 cm</p> <p>60 cm</p> <p>Cadres <math>\Phi=10</math></p>
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage (4HA20+8HA16)	9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage (4HA20+8HA14)
<p>2T16</p> <p>2T20</p> <p>60 cm</p> <p>55 cm</p> <p>4Cadres <math>\Phi=10</math></p>	<p>2T14</p> <p>2T20</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>4Cadres <math>\Phi=10</math></p>



### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

#### V.3.1. Les recommandations du RPA99

##### a). Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire,  $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).

##### b). Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$
 dans la zone nodale.
 
$$S_t \leq \frac{h}{2}$$
 : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\phi_t$  est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vue la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf les deux dernier étages, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9.** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Entre sol,RDC,1,... 10 <sup>em</sup> etage	pp	30×45	Appui	142.91	10.63	6.75	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	133.77	9.86		3HA16+3HA14=10.65
	ps	30×35	Appui	120.9	12.02	5.25	6HA16=12.06
			Travée	113.01	11.47		6HA16=12.06
11 <sup>em</sup> etage Duplex	pp	30×45	Appui	116.93	8.50	6.75	6HA14=9.24
			Travée	52.41	3.62		3HA14=4.62
	ps	30×35	Appui	67.58	6.01	5.25	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	63.99	6.39		3HA14+2HA12=6.88

- **Longueurs de recouvrements**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$\phi = 1.6cm \Rightarrow l_r > 64cm;$  on adopte  $l_r = 65 cm$   
 $\phi = 1.4cm \Rightarrow l_r > 56cm;$  on adopte  $l_r = 60 cm$   
 $\phi = 1.2cm \Rightarrow l_r > 48cm;$  on adopte  $l_r = 50 cm$

- **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**

**En zone courante**

Poutre principale  $\Rightarrow 6HA14+3HA16=15.27 cm^2 < 4\% (b \times h) = 54 cm^2$ .....vérifiée.  
 Poutre secondaire  $\Rightarrow 9HA16=18.10 < 4\% (b \times h) = 42 cm^2$ .....vérifiée

**En zone de recouvrement**

Poutre principale  $\Rightarrow 6HA16+ 6HA14 = 21.3cm^2 < 6 \% (b \times h) = 81cm^2$ .....vérifiée  
 Poutre secondaire  $\Rightarrow 12HA16 = 24.13 cm^2 < 6 \% (b \times h) = 63 cm^2$ ..... vérifiée

**V.3.3. Les armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \qquad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

- Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min}(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 37.8cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$$

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5cm; \text{ soit } S_t = 15cm$$

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

### V.3.4. Vérifications [BAEL 91]

#### a). Vérifications à L'ELU

##### 1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.56 cm^2 \quad \text{Vérifiée}$$

## Vérification des contraintes tangentielles

## ▪ Vérification de l'effort tranchant

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
Principales	321	2.48	3.33	Vérifiée
Secondaires	184.2	1.86	3.33	Vérifiée

## ▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	10.65	321	142.91	9.22	-4.10	Vérifiée
Secondaires	12.06	184.2	120.9	5.29	-6.40	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

## b) .Vérification à L'ELS

## ➤ État limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observtion
Principales	Appui	86.64	148798.53	16.48	9.6	15	vérifiée
	Travée	33.66	148798.53	16.48	3.73	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	29.42	85886.64	14.52	4.97	15	Vérifiée
	Travée	10.41	85886.64	14.52	1.76	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{592} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.065 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{33.36}{10 \times 103.93} = 0.032 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{23.72 \times 5.92^2}{8} = 103.93 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{30 \times 42} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{533} = 0.065 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.065 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10.41}{43.82 \times 10} = 0.023 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{12.34 \times 5.33^2}{8} = 43.82 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 32} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



➤ Schéma de ferrailage

Tableau V.13 section de ferrailage des poutres principales et secondaires

Etages courant		
	Appui	travée
pp	<p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14</p> <p>3HA16</p> <p>Cadre + étrier <math>\Phi=8</math></p> <p>3HA 14</p>	<p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre + étrier <math>\Phi=8</math></p> <p>3HA16</p> <p>Chapeaux</p> <p>3HA 14</p>
PS	<p>35cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA16</p> <p>Chapeaux</p> <p>Cadre + étrier <math>\Phi=8</math></p> <p>3HA 16</p>	<p>35cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>Cadre + étrier <math>\Phi=8</math></p> <p>3HA16</p> <p>Chapeaux</p> <p>3HA 16</p>
11 <sup>em</sup> étage et terrasse inaccessible		
	Appui	Travée
PP	<p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14</p> <p>Chapeaux</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre + étrier <math>\Phi=8</math></p> <p>3HA 14</p>	<p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre + étrier <math>\Phi=8</math></p> <p>3HA 14</p>

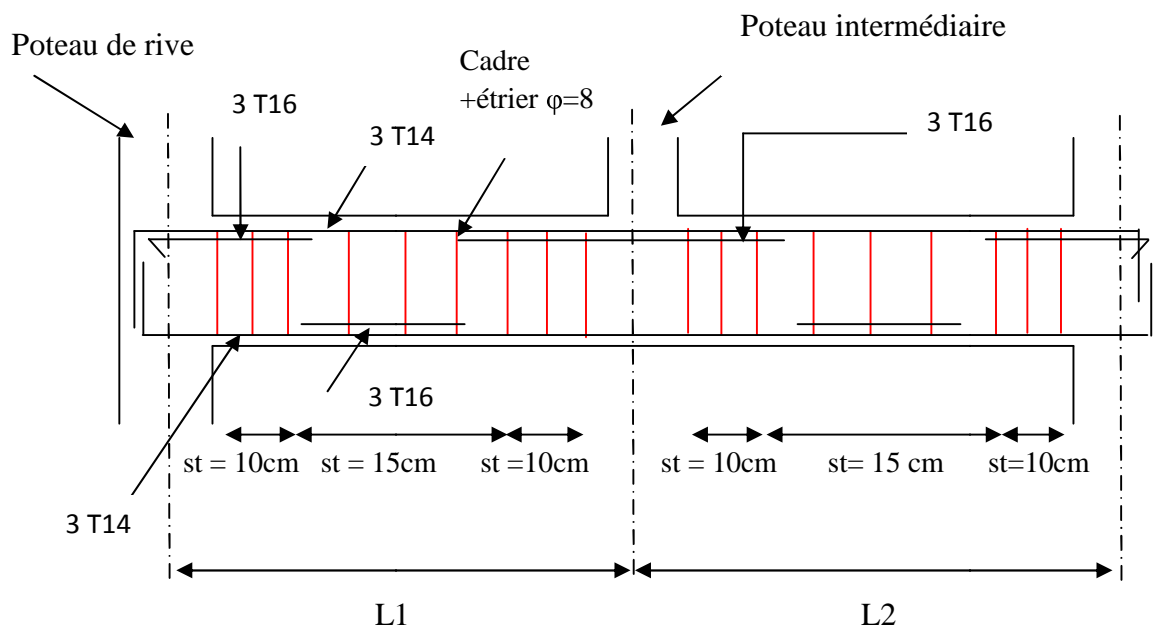
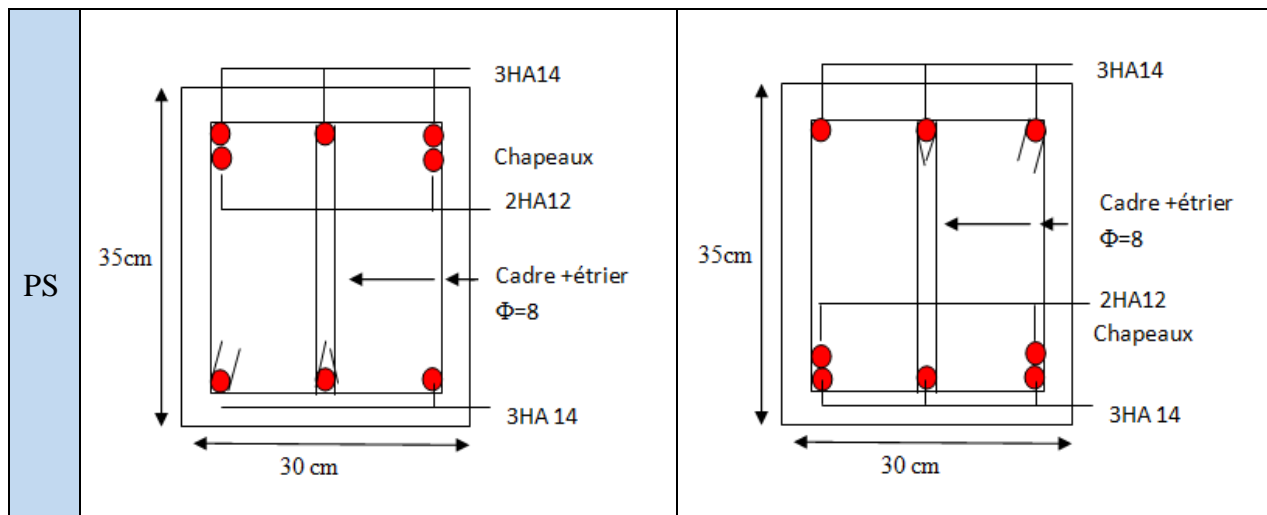


Figure V.3. Schéma de ferrailage de la poutre principale

**V.4. Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique

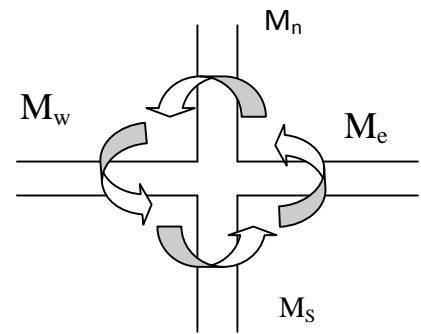
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

#### 4.1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : 
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$



**Figure V.4.** Répartition des moments dans les zones nodales

#### ❖ Poteaux

**Tableau. V.14.** Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Enter sol-RDC	75*75	0.675	348	45.74	1074.4326
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	70*75	0.675	348	45.74	1074.4326
3et 4 <sup>ème</sup> étage	65*70	0.63	348	37.70	826.5348
5et 6 <sup>ème</sup> étage	60*65	0.585	348	37.70	767.496
7et 8 <sup>ème</sup> étage	55*60	0.54	348	28.65	538.3908
9et 10 <sup>ème</sup> étage	50*55	0.495	348	24.89	428.75514
11 <sup>em</sup> et duplex	45*50	0.45	348	20.36	318.8376

#### 4.2) Détermination du moment résistant dans les poutres

##### ❖ Poutres principales et secondaires

**Tableau. V.15.** Moment résistant dans les poutres

Niveau	type	Section	Z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Entersol-RDC...10 <sup>em</sup> étage	Pp	30*45	0.405	348	10.65	150.10
	Ps	30*35	0.315	348	12.06	132.20
11 <sup>em</sup> étage duplex	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.22
	Ps	30*35	0.315	348	6.88	75.41

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	$M_e = M_w$	$M_s$	$M_n$	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	Obs
Enter sol-RDC	Pp	150.10	1074.4326	1074.4326	375.25	2148.86	Vérifiée
	Ps	132.20	1074.4326	1074.4326	330.5	2148.86	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	Pp	150.10	1074.4326	1074.4326	375.25	2148.86	Vérifiée
	PS	132.20	1074.4326	1074.4326	330.5	2148.86	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	1074.4326	826.5348	375.25	1900.96	Vérifiée
	Ps	132.20	1074.4326	826.5348	330.5	1900.96	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	826.5348	826.5348	375.25	1653.06	Vérifiée
	Ps	132.20	826.5348	826.5348	330.5	1653.06	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	826.5348	767.496	375.25	1594.03	Vérifiée
	Ps	132.20	826.5348	767.496	330.5	1594.03	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	767.496	767.496	375.25	1534.99	Vérifiée
	Ps	132.20	767.496	767.496	330.5	1534.99	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	767.496	538.3908	375.25	1305.88	Vérifiée
	Ps	132.20	767.496	538.3908	330.5	1305.88	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	538.3908	538.3908	375.25	1076.78	Vérifiée
	Ps	132.20	538.3908	538.3908	330.5	1076.78	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	538.3908	428.75514	375.25	967.14	Vérifiée
	Ps	132.20	538.3908	428.75514	330.5	967.14	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	428.75514	428.75514	375.25	857.51	Vérifiée
	Ps	132.20	428.75514	428.75514	330.5	857.51	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	Pp	150.10	428.75514	318.8376	375.25	747.59	Vérifiée
	Ps	132.20	428.75514	318.8376	330.5	747.59	Vérifiée
11 <sup>em</sup> étage	Pp	130.22	318.8376	318.8376	225.55	637.67	Vérifiée
	Ps	75.41	318.8376	318.8376	188.52	637.67	Vérifiée
duplex	Pp	130.22	318.8376	0	225.55	318.8376	Vérifiée
	ps	75.41	318.8376	0	188.52	318.8376	Vérifiée

## V.4. Etude des voiles

### V.4.1 Introduction

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

### V.4.2. Les recommandations du RPA99

#### a) Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de  $0.2 \% \times l_t \times e$   
Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_t$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à  $135^\circ$  de longueur  $10\emptyset$ .

#### c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

#### d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } v = 1.4 \times v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 1) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\varnothing < e / 10$ .

#### a).Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \varnothing$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \varnothing$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

### V.4.3.Calcul des sollicitations

**Tableau V.17.** Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC

Voile	e (m)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor.}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor}$		V ( KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V <sub>X1</sub>	0.15	1185.80	15.09	342.47	117.39	39.44	76.92	119.54
V <sub>X2</sub>	0.15	1133.75	103.87	561.86	784.57	455.972	87.03	167.78
V <sub>X3</sub>	0.15	951.88	163.58	195.66	426.18	212.5	191.08	91.24
V <sub>X4</sub>	0.15	1726.76	389.13	622.52	721.53	350.62	585.17	231.52
V <sub>X5</sub>	0.15	1811.31	462.02	1744.89	1177.17	801.15	1636.52	521.37
V <sub>X6</sub>	0.15	1742.30	355.58	513.74	687.96	310.95	489.10	183.12
V <sub>X7</sub>	0.15	1054.83	163.68	183.70	419.81	190.56	181.55	88.87
V <sub>X8</sub>	0.15	1408.96	148.52	612.49	824.73	473.75	578.38	186.98
V <sub>X9</sub>	0.15	1388.72	27.94	384.377	349.34	178.324	146.64	158.55
V <sub>Y1</sub>	0.15	828.03	53.28	227.58	750.75	198.07	29.67	87.062
V <sub>Y2</sub>	0.15	2352.12	391.88	2515.78	1868.37	526.401	202.81	521.03
V <sub>Y3</sub>	0.15	3404.81	4144.91	4144.91	3404.81	621.76	288.13	617.639
V <sub>Y4</sub>	0.15	1772.7	1360.19	1360.19	1772.7	108.02	1262.93	303.16

### V.4.4. Ferrailage des voiles

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux V.18 avec :

- ✓  $A_{V_{\min}}^{BAEL}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile complet
- ✓  $A_{V_{\min}}^{RPA}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓  $A_v^{adpt} / zone$  : section d'armature verticale adoptée par zone.
- ✓  $N_{bre}$  : nombre de barres adoptées.
- ✓  $S_t$  : espacement.

- ✓  $A_H^{\min}$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓  $A_H^{cal}$  : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.
- ✓  $A_h^{adpt} / ml$  : section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

**Tableau V.18.** Sollicitations et ferrailage des voiles //xx au niveau RDC

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vx6	Vx7	Vx8	Vx9
L(m)	1.5	2	1.1	1.5	3.14	1.8	1.1	2	1.50
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M(KN.m)	342.47	561.86	212.57	309.5	1636.52	513.74	181.55	578.38	384.37
N (KN)	117.39	784.57	191	154.4	801.15	687.96	190.56	473.75	349.34
V (KN)	119.54	169.47	91.24	111.8	521.52	183.12	88.87	186.98	158.55
$\tau$ Mpa	0.83	0.88	0.86	0.77	1.72	1.06	0.84	0.97	1.1
Acal (cm <sup>2</sup> )	4.67	-1.66	2.97	3.56	4.43	-0.33	2.11	2.03	2.73
$A_{v \min}$	3.38	4.5	2.48	3.38	7.07	4.05	2.48	4.5	3.38
Lt	0.69	0.53	0.46	0.66	1.17	0.54	0.44	0.73	0.58
$A_{\min \text{ tendu}}$ (cm <sup>2</sup> )	2.14	1.6	1.38	2.31	3.5	1.62	1.33	2.18	1.74
Az.tendu	11.31	11.31	9.05	13.57	22.62	11.31	9.05	11.31	11.31
N <sup>barre</sup>	10HA 12	10HA12	8HA12	12HA 12	20HA12	10HA12	8HA 12	10HA 12	10HA12
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	12	15	16	15	15	15	15
l <sub>c</sub> (m)	0.13	0.93	0.18	0.19	0.8	0.72	0.21	0.55	0.34
$A_{\min \text{ comp}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.19	1.4	0.27	0.28	1.21	1.08	0.32	0.82	0.51
A <sub>Z comp</sub>	1.57	7.85	1.57	1.57	4.71	4.71	1.57	4.71	3.14
N barre	2HA10	10HA10	2HA10	2HA10	6HA10	6HA10	2HA10	6HA10	4HA10
$A_h \text{ cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.77	0.82	0.81	0.72	1.61	0.99	0.79	0.91	1.03
$A_{h \min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N barre/ml	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.19.** Sollicitations et ferrailage des voiles // yy au niveau RDC

Voile	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L(m)	1.2	4.35	4.50	3
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	53.28	2515.37	4144.91	1262.02
N (KN)	828.03	1868.37	3404.81	108.02
V (KN)	87.062	521.003	617.63	303.16
$\tau$ Mpa	0.75	1.24	1.42	1.05
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	-8.57	-6.22	-10.73	9.64
$A_{v \min}$	2.7	9.79	10.13	6.75
$L_t$	0.41	1	0.86	1.44
$A_{\min \text{ tendu}}$ (cm <sup>2</sup> )	1.22	3.01	2.59	4.31
Az tendu	6.79	20.36	18.10	24.88
N barre	6HA12	18HA12	16HA12	22HA12
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$l_c$ (m)	0.39	2.34	2.77	0.13
$A_{\min \text{ comp}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.58	351	4.16	0.19
Az comp (cm <sup>2</sup> )	1.57	17.28	18.85	1.57
N barre	2HA10	22HA10	24HA10	2HA10
$A_h \text{ cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.16	1.33	098
$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
N barre/ml	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**Tableau V.20.** Sollicitations et ferrailage des voiles // xx au niveau 8

Voile	Vx1	Vx2	Vx4	Vx5	Vx6	Vx8	Vx9
L(m)	1.5	2	1.5	2.70	1.8	2	1.50
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	167.1	243.2	15.12	608.73	201.6	335.5	184.9
N (KN)	331.4	66.5	712.17	445.55	357.2	513.9	92.3
V (KN)	112.1	16	111.84	229.71	136.5	221.04	56.73
$\tau$ Mpa	0.78	0.87	0.77	0.88	0.79	1.15	0.39
Acal (cm <sup>2</sup> )	4.67	-1.64	4	0.42	-1.48	-1.84	2.09
$A_{v \min}$	3.38	4.5	3.38	6.08	4.05	4.5	3.38



Lt	0.38	0.53	0.69	0.9	0.42	0.49	0.66
A <sub>min</sub> tendu (cm <sup>2</sup> )	1.14	1.6	2.06	2.71	1.26	1.47	1.97
A <sub>Z</sub> tendu	4.71	7.85	7.85	9.42	4.71	6.28	6.28
N <sup>br</sup> barre	6HA10	10HA10	10HA10	12HA10	6HA10	8HA10	8HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	16	15	15	15
l <sub>c</sub> (m)	0.74	0.93	0.13	0.89	0.96	1.02	0.19
A <sub>min</sub> compr (cm <sup>2</sup> )	1.12	1.4	0.19	1.34	1.44	1.53	0.28
A <sub>Z</sub> compr	1.57	7.85	1.57	6.28	4.71	4.71	1.57
N <sup>br</sup> barre	1HA10	10HA10	4HA10	8HA10	6HA10	6HA10	4HA10
Ah cal (cm <sup>2</sup> )	0.73	0.82	0.72	0.83	0.74	1.07	0.37
Ah min(cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N <sup>br</sup> barre / ml	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage des voiles // yy au niveau 8

Voile	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L(m)	1.2	4.35	4.50	3
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	103.7	616.8	1304.8	320.4
N (KN)	34.9	955.6	52.2	34.2
V (KN)	64.9	293.6	110.9	224.3
$\tau$ Mpa	0.56	0.7	0.26	0.78
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.85	-8.08	6.78	2.3
A <sub>v min</sub>	1.68	9.79	10.13	6.75
Lt	0.56	0.24	2.18	1.42
A <sub>min</sub> tendu (cm <sup>2</sup> )	1.68	0.72	6.55	4.26
A <sub>Z</sub> tendu	6.28	3.14	20.42	18.85
N <sup>barre</sup>	8HA10	4HA10	26HA10	22HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15
l <sub>c</sub> (m)	0.08	3.87	0.14	0.16
A <sub>min</sub> compr (cm <sup>2</sup> )	0.12	5.81	0.2	0.24
A <sub>Z</sub> compr	1.57	28.28	1.57	1.57
N <sup>br</sup> barre	2HA10	36HA10	2HA10	2HA10
Ah cal (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.66	0.24	0.73

Ah min (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
N <sup>br</sup> barre /ml	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20

### Remarque

Vue que les sections d'armatures verticales calculées ( $A_{cal}$ ) sont petites et que les dimensions des voiles sont les mêmes jusqu'au niveau 8, on a opté: pour un même ferrailage de l'entre sol jusqu'au niveau 8 (ferrailage minimum du RPA) et un autre ferrailage du niveau 8 au dernier niveau.

### V.4.5 Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque que  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

### ➤ Schéma de ferrailage

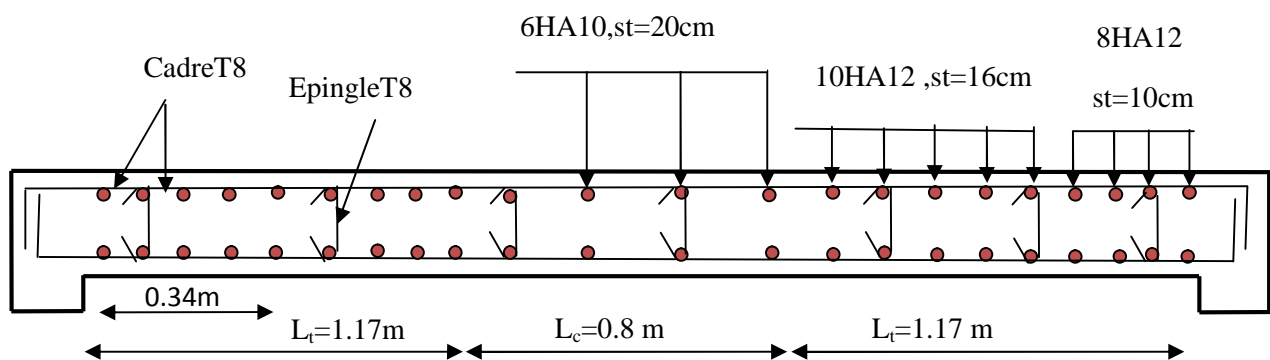


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile  $V_{x4}$

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

## **Chapitre VI**

# **Etude de l'infrastructure**

### VI .1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI .2. Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1).  $G + Q \pm E$

- 2).  $0.8 \times G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- 1).  $1.35G + 1.5Q$

- 2).  $G + Q$

### VI.3. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2 bars à une profondeur de 4,6 m.

**VI.3.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est :**  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

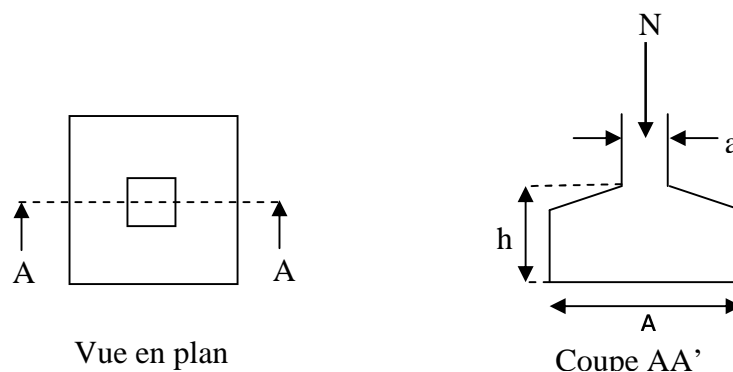


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V14**.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ), donc  $S = B^2$ .

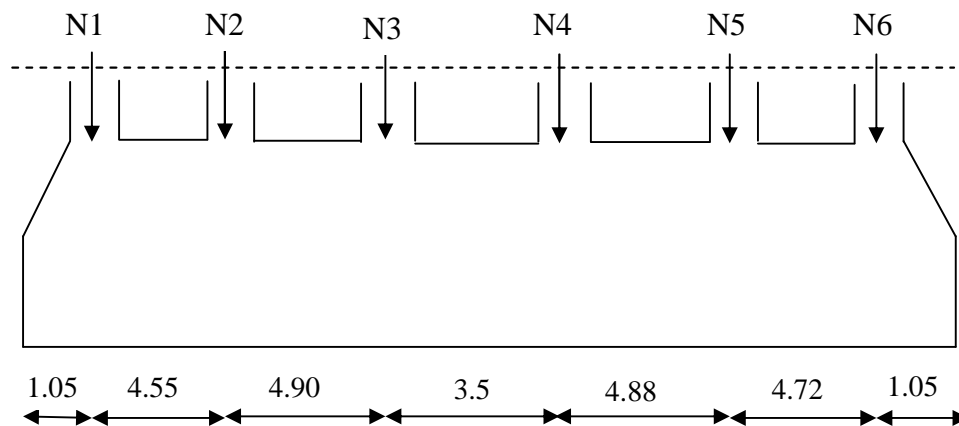
$$N_s = 2237.014 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2237.014}{200}} \quad \text{AN : } B \geq 3.34 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,5 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de 6 poteaux.



**Figure VI.2.** Schéma d'une Semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ». (ELS)

$$N_1 = 1414.362 \text{ KN}, \quad N_2 = 2237.014 \text{ KN}, \quad N_3 = 1863.235 \text{ KN}, \quad N_4 = 2218.488 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2310.03 \text{ KN}, \quad N_6 = 1487.926 \text{ KN}.$$

$$\sum N_i = 11531.055 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; \quad L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m}.$$

$$L = 24.65 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11531.055}{200 \times 24.65} = 2.33 \text{ m}$$

On prend  $B = 2.4 \text{ m}$  → Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante //X.

### -calcul de la surface de la semelle filante

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{11531.055}{200} = 57.65 \text{ m}^2$$

### - Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ )

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

- $d'$ : enrobage des armatures ;  $d' = 5 \text{ cm}$ .
- $d$ : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante :  $d > \frac{B-b}{4}$ .

$$d = 0.4125 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0.4125 = 0.4625 \text{ m}.$$

On opte pour  **$h = 50 \text{ cm}$** .

### ✓ Vérification en tenant compte du poids de la semelle.

La semelle soumise a son poids propre et le poids de la superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}.$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i »}.$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 11531.055 \text{ KN}.$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S_s \times h_t.$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S_{ap} \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

$S_{ap}$ : surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 75 \times 75 = 5625 \text{ cm}^2$$

$h$ : hauteur de l'avant-poteau ;  $h = 1 \text{ m}$ .

$n$ : nombre de poteaux revenant à la semelle ;  $n = 6$  poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0.75 \times 0.75 \times 1 \times 6 = 84.375 \text{ KN}.$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S_s \times h_t.$$

Avec :

$S_s$ : surface de la semelle ;  $S = 57.65 \text{ m}^2$

$h_t$ : hauteur totale de la semelle ;  $h_t = 0,5 \text{ m}$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 57.65 \times 0,5 = 720.625 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{Total}} = 12336.055 \text{ KN}.$$

## ✓ Vérification de la contrainte

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow \frac{12.336055}{57.65} = 0.213 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{MPa}$$

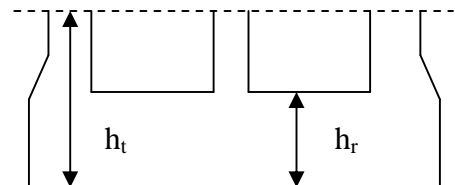
On voit que la contrainte de la semelle est supérieure à la contrainte de sol, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**VI.3.3. Etude du radier général**

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).



**Figure VI.3.** Dimension du radier.

**A. Pré dimensionnement**➤ **Condition de coffrage**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 6.64\text{m}$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \leq \frac{L_{max}}{7.5} = \frac{664}{7.5} = 88.53 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h_t = 90 \text{ cm} \\ h_r \leq \frac{L_{max}}{20} = \frac{664}{20} = 33.2 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h_r = 40 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que  $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$  ; et  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

Avec :

$L_e$ : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1\text{ml}$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} \quad \text{Cours de fondation, master1 génie civil}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $ml$ .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t = 1.06 \text{ m}$

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) on prend le max :

$h_t = 1.06 \text{ m}$  On opte un  $h_t = 1.1 \text{ m}$ .

$$I = 1.1 \times 10^{-1} \text{ m}^2, \quad L_e = 4.33 \text{ m}.$$

Vérification de condition :  $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$

$$L_{\max} = 6.64 \text{ m} < \frac{3.14 \times 4.33}{2} = 6.80 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### ➤ La surface du radier

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{71926.127}{200} = 359.63 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est  $S_{\text{bat}} = 513.58 \text{ m}^2$

Donc on adopte :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 513.58 \text{ m}^2$ .

### ➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 110 \text{ cm}$ .

Hauteur de la table du radier  $h_r = 40 \text{ cm}$ .

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .



La surface du radier  $S_{rad} = 513.58 \text{ m}^2$ .

## B - Les vérifications

### ✚ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (A.5.2,42).$$

$N_d$  : effort normal de calcul.

$h_t$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

#### • Sous poteaux le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré ( $75 \times 75$ )  $\text{cm}^2$ , le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a+h_t=0.75+1.1=1.85\text{m} \\ B = b+h_t=0.75+1.1=1.85\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow U_c=7.4\text{m}$$

$N_d = 3,583322 \text{ MN} < 0.045 \times 7.4 \times 1.1 \times 25 / 1.5 = 6.1 \text{ MN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.

### ✚ Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

Avec  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

-  $N$  : l'effort normal dû aux charges verticales.

-  $M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base

-  $S_{rad}$  : Surface du radier.

Donc on a :

$I_x = 12317.66 \text{ m}^4$ ,  $X_G = 10.99 \text{ m}$ ,  $M_x = 75828.72 \text{ KN.m}$ .

$I_y = 23334.76 \text{ m}^4$ ,  $Y_G = 11.67 \text{ m}$ ,  $M_y = 63272.71 \text{ KN.m}$ .

**Sens X-X :**  $N = 71926.127 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = 0.211 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = 0.068 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.175 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ Mpa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**  $N = 71926.127 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y \times X_G}{I_y} = 0.169 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times X_G}{I_y} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.154 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ Mpa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

#### ✚ Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Dans le sens X-X**

$$e = \frac{75828.72}{71926.127} = 1.05 \text{ m} < \frac{25.69}{4} = 6.42 \text{ m}$$

**Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{63272.71}{71926.127} = 0.88 \text{ m} < \frac{23.35}{4} = 5.83 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

#### ✚ Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s * h * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

Avec :

$$N = 71926.127 \text{ KN}$$

$h = 4.6 \text{ m}$ , la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 513.58 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau).

On trouve:

$$N = 71926.127 \geq 1.5 * 4.6 * 513.58 * 10 = 35437.02 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 🚧 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots(1)$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$  du radier.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{71926.127 \times 6.64 \times 1}{2 \times 513.58} = 464.96 \text{ KN}$$

D'après (1) :

$$d \geq \frac{V_u}{1 \times \bar{\tau}} = 0.18 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 0.25 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{464.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VI.4. Ferrailage du radier

### • Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

#### a - Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$N_u = N_{ucal} + N_{rad} + N_{ner} \longrightarrow N_u = 71926.127 + 5135.8 + 3662.52 = 80724.44 \text{ KN}$$

Donc

$$q_u = \frac{80724.44}{513.58} = 157.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5.50 - 0.75 = 4.75 \text{ m}, \quad L_y = 7.39 - 0.71 = 6.64 \text{ m}.$$

$$\rho = L_x / L_y = 4.75 / 6.64 = 0.71 > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

### • A L'ELU (V=0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671. \\ \mu_y = 0,4471. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 237.94 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 106.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

### b. Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 202.24 \text{KN.m}; M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 90.42 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -118.94 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0.4) m<sup>2</sup>

### c. Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour } h=40\text{cm} > 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau VI.1.

**Tableau VI.1.** Section d'armatureur du radier

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>br</sup> de barres	St (cm)
travée	X-X	202.24	17.6	3.66	18.10	9HA16	11
	Y-Y	90.42	7.64	3.2	7.92	7HA12	14
Appui		-118.94	10.14	3.66	10.78	7HA14	14

### • A L'ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{71926.127}{513.58} = 140.05 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 230.98 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 137.2 \text{KN.m} \end{cases}$$

### • Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 196.33 \text{KN.m}; M_{ty} = 161.41 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -115.49 \text{KN.m}$$

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		Ms(KN.m)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$
travée	X-X	196.33	3.29	274186.84	2.35<15	Vérifiée	340.58>201.63
	Y-Y	161.41	3.09	121951.33	4.09<15	Vérifiée	633.52>201.63
Appui		-115.49	3.18	164795.17	2.23<15	Vérifiée	334.49>201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau VI.3.

**Tableau VI.3.** Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		Ms(KN.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>br</sup> de barres	St (cm)
travée	X-X	196.33	0.79	0.4	32.10	34.36	7HA25	14
	Y-Y	161.41	0.65	0.37	26.08	29.45	6HA25	16
Appui		-115.49	0.46	0.32	18.31	18.85	6HA20	16

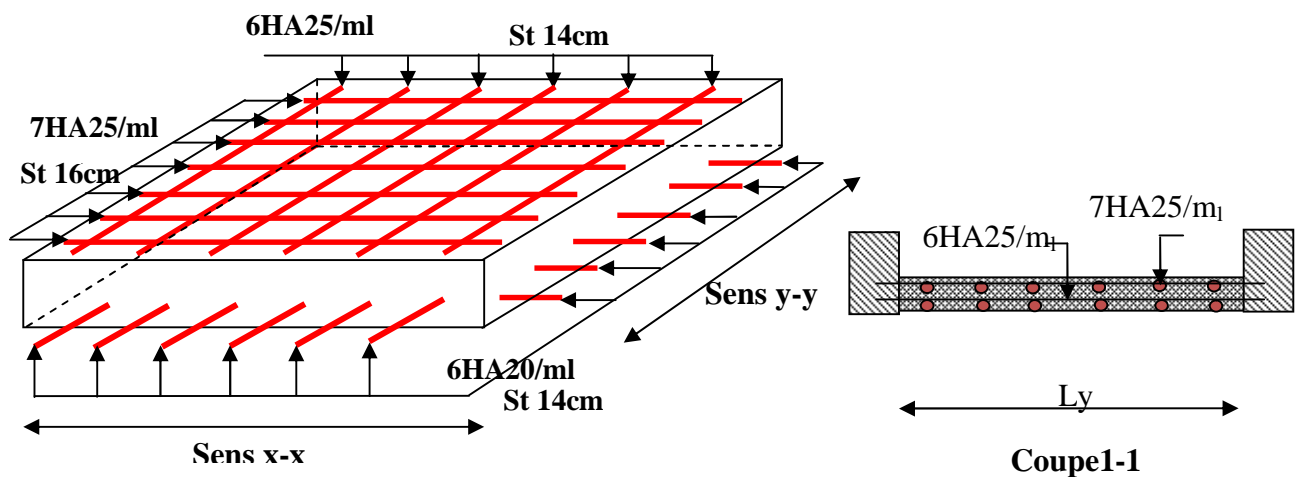
- **Vérification des espacements**

Selon x-x:

$$St \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon y-y:

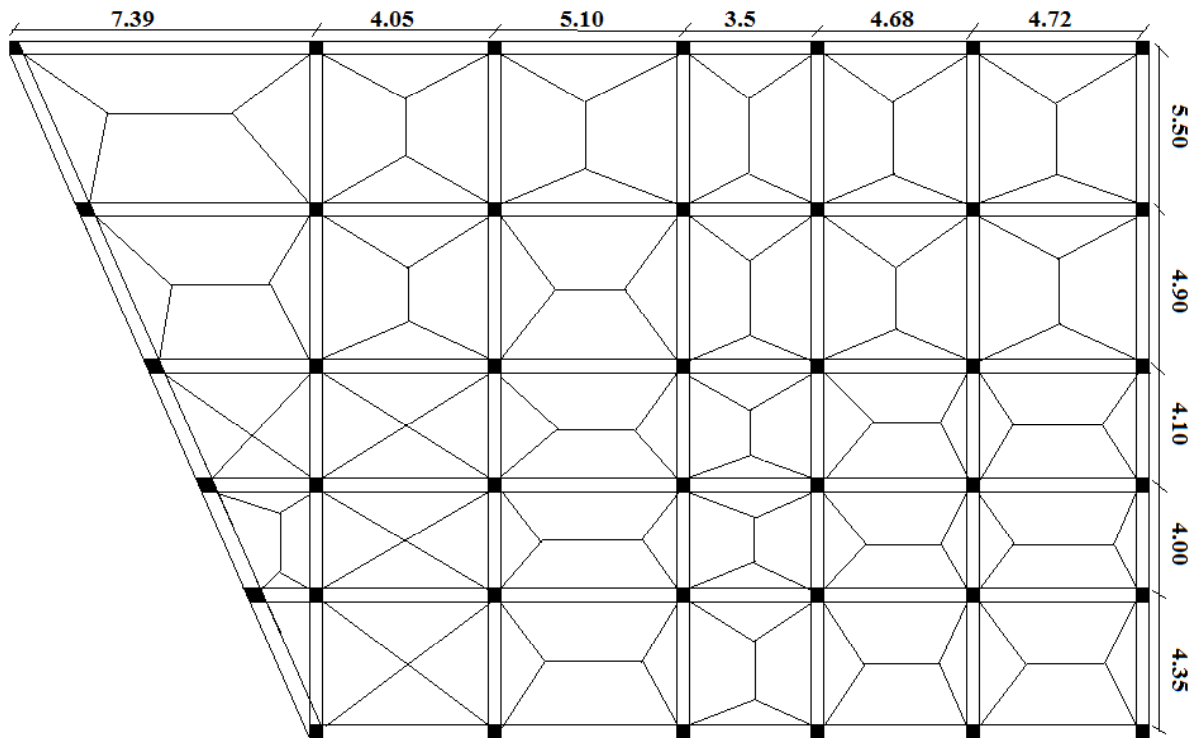
$$St = 16 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

**Figure VI.4.** Schéma de ferrailage de radier.

## VI.5. Étude des nervures

 Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure VI.5.



**Figure VI.5.** Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

$$\text{Charge trapézoïdale} \longrightarrow \begin{cases} P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\text{Charge triangulaire} \longrightarrow P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

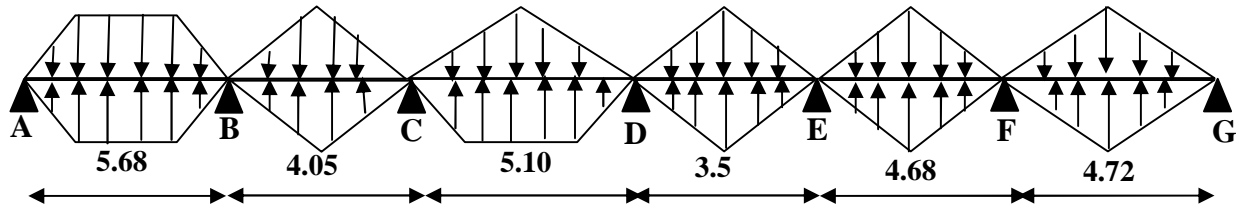
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 150.05 \text{KN/m}^2, \quad q_s = 140.05 \text{KN/m}^2.$$

Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Sens X-X



• Schéma statique équivalent

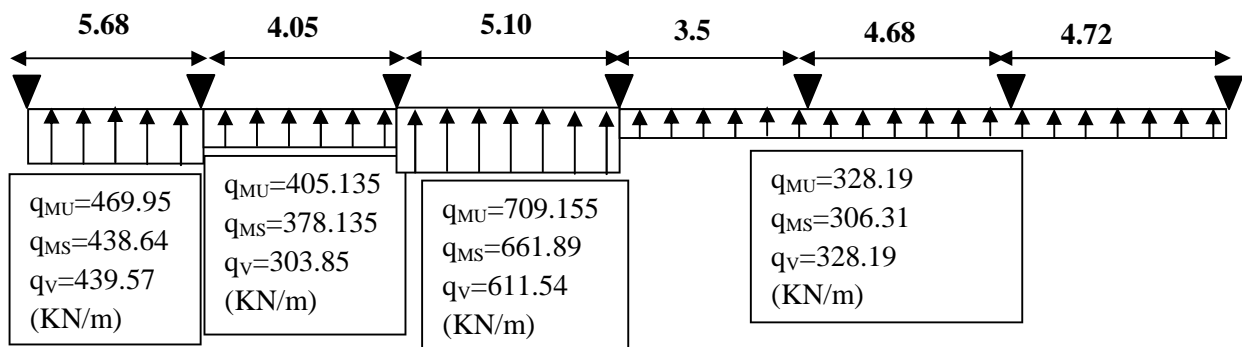
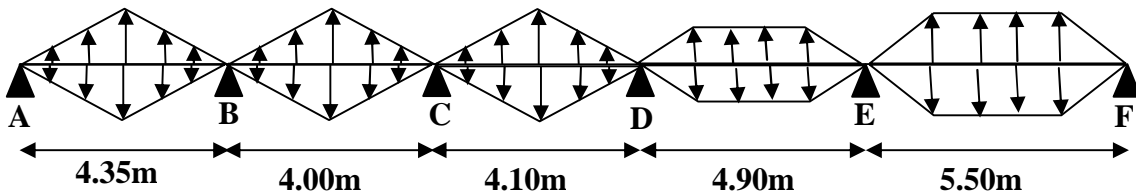


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X

Sens YY



• Schéma statique équivalent

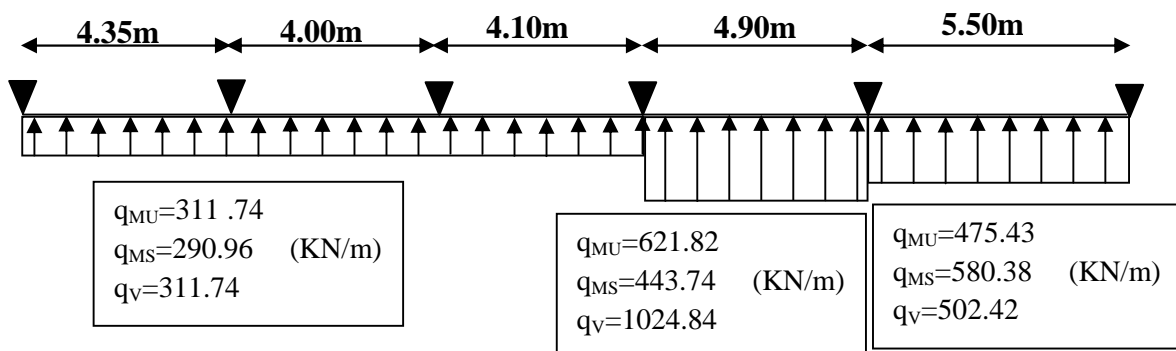


Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux VI.4 et VI.5.

**Tableau VI.4.** Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	travée	l (m)	P <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
X-X	AB	5,68	469,95	0	-1317,56	2,34	1837,96	1293,68
	BC	4,05	405,135	-1317,56	-995,55	2,22	822,85	-318,09
	CD	5,1	709,155	-995,55	-946,79	2,56	2305,57	1334,53
	DE	3,5	328,19	-946,79	-438,45	2,19	470,40	-157,94
	EF	4,68	328,19	-438,45	-718,66	2,15	893,05	325,42
	FG	4,72	328,19	-718,66	0	2,82	878,62	589,93
Y-Y	AB	4,35	311,73	0	-559,023	1,76	710,84	484,31
	BC	4	311,73	-559,023	-385,18	2,13	620,43	154,38
	CD	4,1	311,73	-385,18	-791,77	1,73	639,24	82,32
	DE	4,9	621,82	-791,77	-1455,67	2,23	1851,47	757,27
	EF	5,5	475,43	-1455,67	0	3,30	1724,05	1143,55

**Tableau VI.5.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	travée	l (m)	P <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
X-X	AB	5,68	438,64	0	-1229,78	2,34	1715,51	1207,49
	BC	4,05	378,135	-1229,78	-929,2	2,22	768,01	-296,91
	CD	5,1	661,89	-929,2	-883,68	2,5	2151,90	1245,59
	DE	3,5	306,31	-883,68	-409,22	2,19	439,04	-147,41
	EF	4,68	306,31	-409,22	-670,75	2,15	833,51	303,72
	FG	4,72	306,31	-670,75	0	2,82	820,04	550,60
Y-Y	AB	4,35	290,96	0	-521,76	1,76	663,48	452,05
	BC	4	290,96	-521,76	-359,5	2,13	579,09	144,11
	CD	4,1	290,96	-359,5	-739	1,73	596,65	76,85
	DE	4,9	580,38	-739	-1358,65	2,23	1728,08	706,81
	EF	5,5	443,74	-1358,65	0	3,30	1609,13	1067,32

**Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section b\*h en flexion simple.

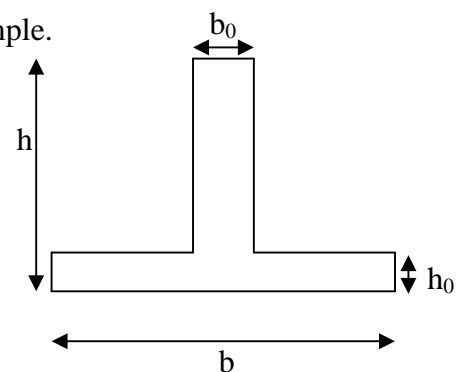
h=1.1m; h<sub>0</sub>=0.40m; b<sub>0</sub>=0.75m.

**Sens x-x**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.68}{2}; \frac{4}{10}\right)$$

$$b \leq 1.55m$$

Soit : b = 1.50m



**Figure VI.8.** Section à ferrailer



**Sens y-y**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.5}{2}; \frac{3.5}{10}\right)$$

$$b \leq 1.45m$$

$$\text{Soit : } b = 1.40m$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau VI.6.

**Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures**

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	1334.53	37.63	9.5	38.38	7HA25+2HA16
	Appui	-1317.56	37.11		38.38	7HA25+2HA16
Y-Y	Travée	1143.55	32.21	9.5	34.36	7HA25
	Appui	-1455.67	41.42		43.78	7HA25+3HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(40; 75; 16) = 16mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

$$A_{trans} = (2 \text{ cadre} + 1 \text{ épingle}) = 3 \times \phi_t = 3.14cm^2$$

**Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_t^{min}\right) = \min(35; 12; 10 \times 3) = 12cm$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

**VI.5.1. Vérification a L'ELU**

**a)-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2,5 MPa$$

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = \begin{cases} V_x=1178.57KN \\ V_y=2553.64KN \end{cases}$$

**X-X**

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = 0.75MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**Y-Y**

$$\tau_u = \frac{V_y}{b \times d} = 1.62MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**Tableau VI.7.** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		Ms(KN.m)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
X-X	Travée	1245.59	9.3	5312760.54	2.18<15	Vérifiée	351.67>201.63
	Appui	1229.78	9.3	5312760.54	2.15<15	Vérifiée	351.67>201.63
Y-Y	Travée	1067.32	9.2	4769090.05	2.05<15	Vérifiée	531.33>201.63
	Appui	1358.65	9.4	6043346.9	2.11<15	Vérifiée	858.87>201.63

**Remarque**

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau VI.8.** Ferrailage des nervures à l'ELS

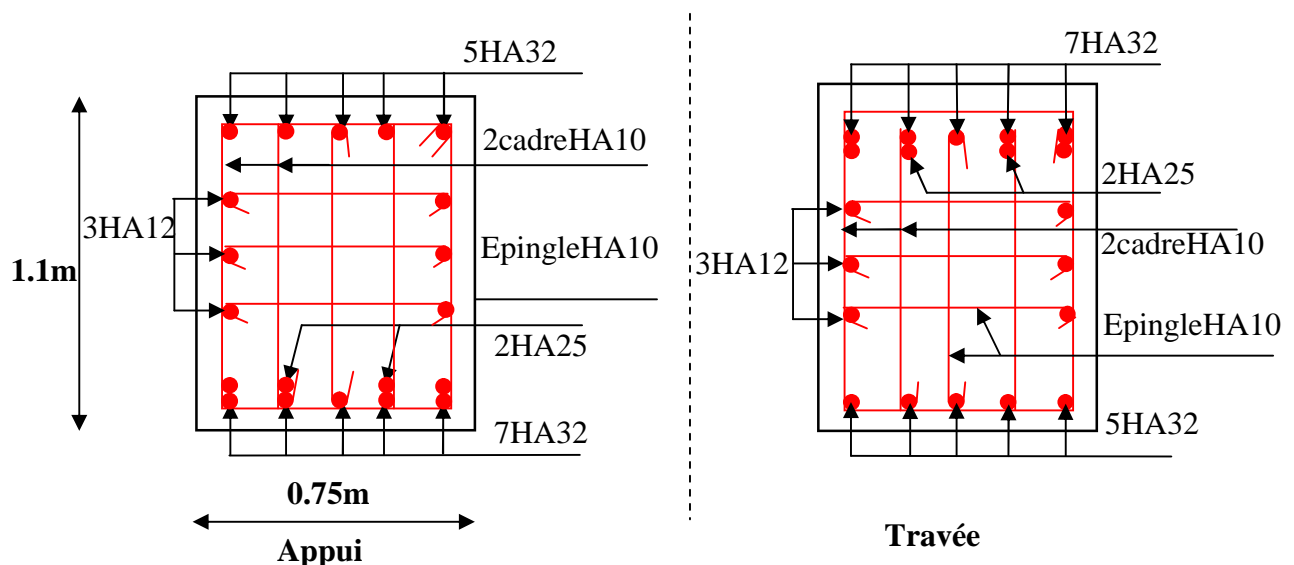
Localisation		Ms(KN.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>br</sup> de barres
X-X	Travée	1245.59	0.37	0.29	65.13	66.12	7HA32+2HA25
	Appui	1229.78	0.36	0.29	64.3	66.12	7HA32+2HA25
Y-Y	Travée	1067.32	0.34	0.28	55.6	56.30	7HA32
	Appui	1358.65	0.43	0.31	71.54	72.12	9HA32

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc  $A_p = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{ cm}^2$ , Soit : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup> par face.

✓ **Schéma de ferrailage des nervures**



**Figure VI.9.** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

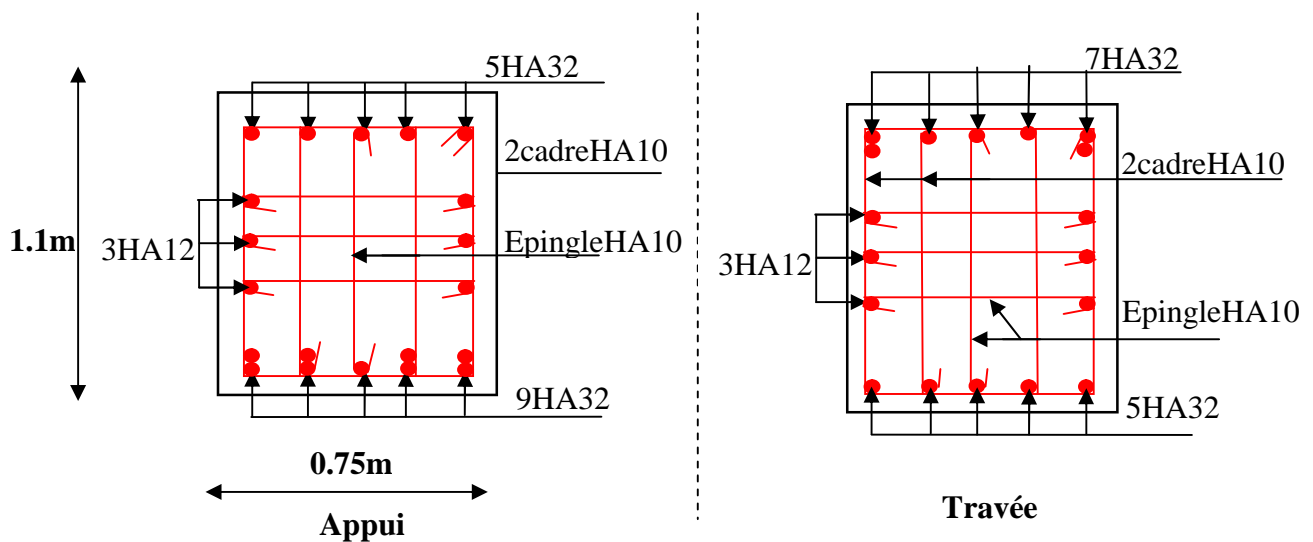


Tableau VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

## VI.6. Etude du Voile périphérique

### 1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### 2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=2.71$  m
- La longueur  $L=6.64$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### 3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20KN / m^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 18^\circ$
- La cohésion  $c=0,44$  bar

### 4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

**Remarque**

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c=0$ ).

$$G = 2.71 \times 20 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 28.61 \text{ KN / ml}$$

- **Surcharge**

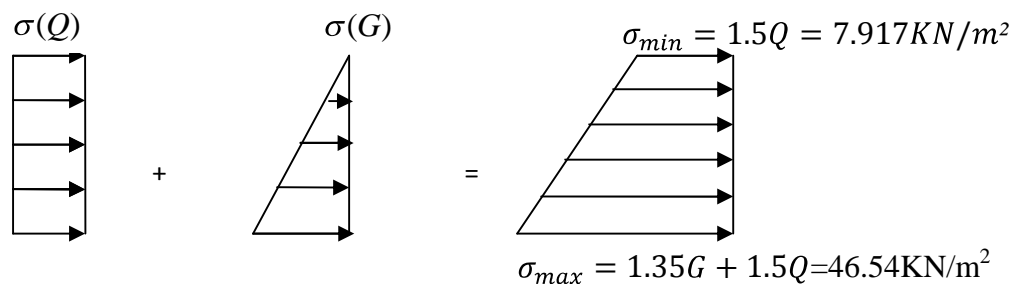
$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 5.278 \text{ KN/ml.}$$

**5. Ferrailage du voile périphérique**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



**Figure. VI.11.** Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36.88 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 36.88 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.71 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.40 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine,

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 29.11 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 7.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 24.74 \text{ KN.m}; \quad M_{ty} = 6.17 \text{ KN.m.}$$

$M_{ax} = -8.73KN.m;$      $M_{ay} = -2.18 KN.m.$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec :

$A_{min}=0.1\%b \times h.....$  **RPA/2003.(art.10.1.2)**

**Tableau VI.9.** Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU

Localisation		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	24.74	0.060	0.080	0.165	4.33	2	4HA12=4.52
	Appui	8.73	0.02	0.03	0.167	1.5	2	4HA10=3.14
Y-Y	Travée	6.17	0.015	0.02	0.168	1.05	2	4HA10=3.14
	Appui	2.18	0.005	0.006	0.169	0.37	2	4HA10=3.14

✓ **Espacements**

**Sens x-x :**  $St \leq \min (2 \times e ; 25cm) = 25cm \longrightarrow St = 25cm.$

**Sens y-y :**  $St \leq \min (2 \times e ; 25cm) = 25cm \longrightarrow St = 25cm.$

✓ **Vérifications**

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa) = 2.5Mpa$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{36.88 \times 2.71}{2} \times \frac{6.4^4}{2.71^4 + 6.4^4} = 48.40KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{36.88 \times 6.4}{2} \times \frac{2.71^4}{2.71^4 + 6.4^4} = 3.67KN$$

Donc :

$$\tau_{ux} = \frac{0.04840}{1 \times 0.17} \leq 0.28Mpa \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa, \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{0.00348}{1 \times 0.17} \leq 0.02Mpa \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa, \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G+Q=33.88\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q=5.278 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 26.72 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 26.72 \text{ KN / ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0.3000 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0X} = 21.54 \text{ KN.m} \\ M_{0Y} = 6.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 18.30 \text{ KN.m}; \quad M_{ty} = 5.49 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ax} = -6.46 \text{ KN.m}; \quad M_{ay} = -1.93 \text{ KN.m.}$$

• Vérification les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Ms}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_{c28}; \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\overline{\sigma}_{bc}}$	obs	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	obs
travée	X-X	18.30	3.88	10330.80	6.87 < 15	Vérifiée	348.6 > 201.63	Non vérifiée
	Y-Y	-6.46	3.32	6495.42	3.30 < 15	Vérifiée	198.3 < 201.63	vérifiée
Appui	X-X	5.49	3.32	6495.42	2.80 < 15	Vérifiée	173.4 < 201.63	vérifiée
	Y-Y	-1.93	3.32	6495.42	0.98 < 15	Vérifiée	60.9 < 201.63	vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée dans le sens x-x.

Tableau VI.11. Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELS

Localisation		Ms(KN.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	18.30	0.32	0.27	5.86	6HA12=6.79

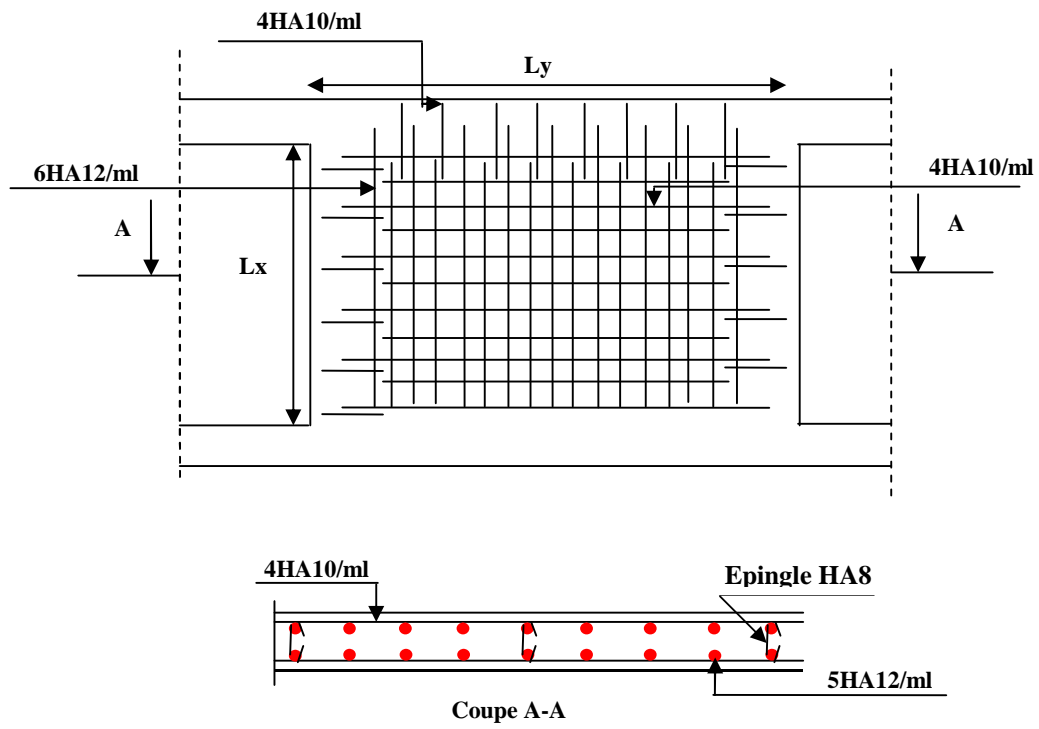


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique

# **Conclusion**

## **Générale**



### Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ 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 du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ✓ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

### Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- M.Belazougui , calcul des ouvrages en béton armé, Edition office des publications universitaires , (OPU).
- Cours de béton armé, 3ième année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.
- Rapport de sol.

# **Annexes**

## Devis quantitatifs du béton

	Éléments	Quantité	U
<b>Infrastructure</b>	Béton propre sous radier	35.95	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour la dalle de radier	205.43	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour les nervures du radier	132.75	m <sup>3</sup>
<b>Superstructure</b>	Béton armé pour poteaux	552.50	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour voiles	130.23	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour poutres	316.70	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour les escaliers	35.33	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour dalles pleine	41.88	m <sup>3</sup>
	Béton armé pour acrotère	3.73	m <sup>3</sup>
	Plancher en corps creux (20+4)	5908.23	m <sup>2</sup>

## ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE2

Valeurs de  $M1$  ( $M2$ ) pour  $\rho=1$ 

$U/lx$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$V/ly$											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M2$  ; il suffit de permuter U et V

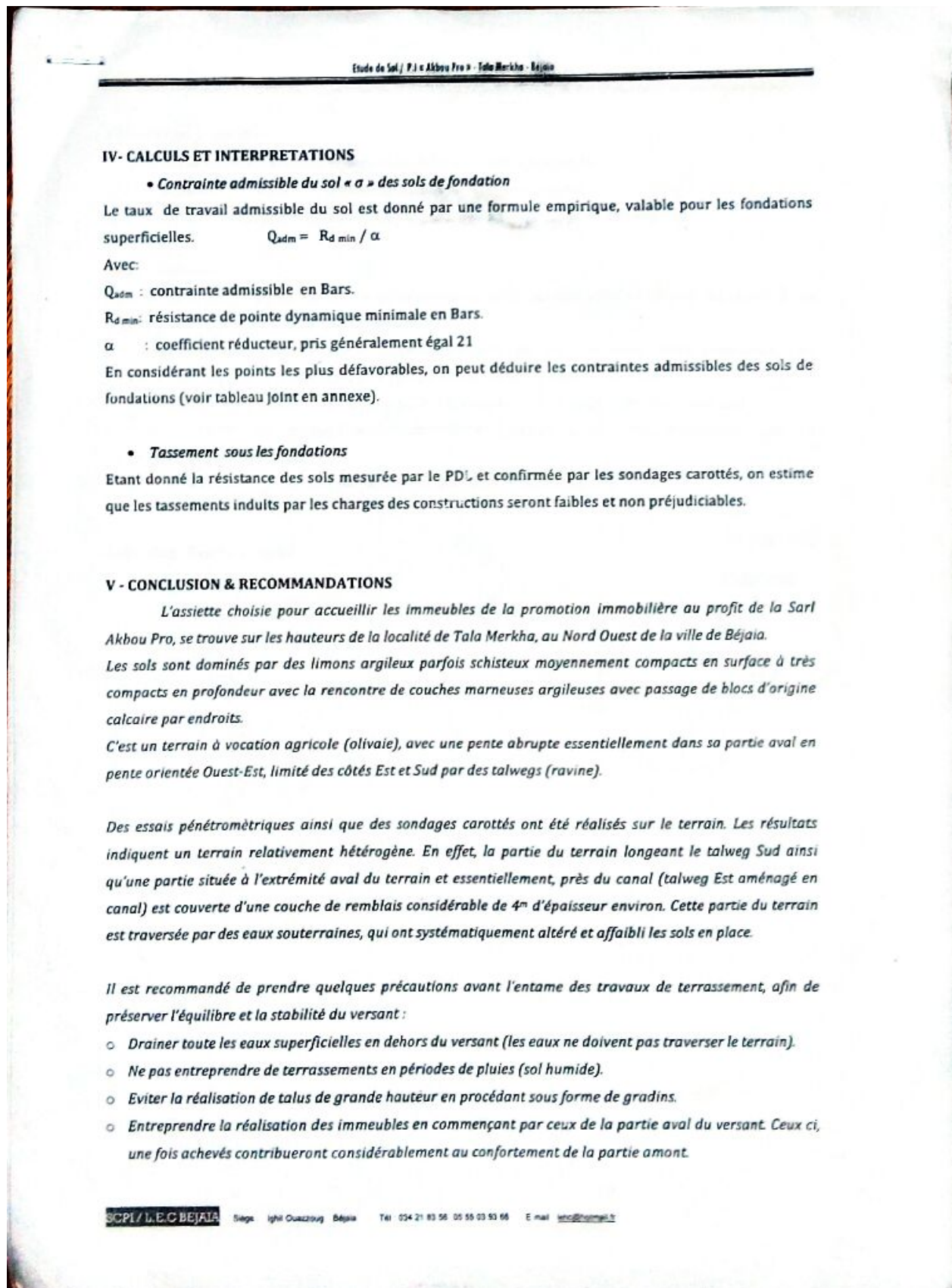
## ANNEXE 3

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## ANNEXE 4





Etude de Sol / P.I n Akbou Pro n - Tala Merkha - Béjaia

A cet effet, on préconise :

- L'excavation et l'évacuation des sols de faible à moyenne compacité.
- Le taux de travail dans le terrain est résumé dans le tableau joint.
- Les caractéristiques mécaniques jusqu'à -6<sup>m</sup> de profondeur :  $C = 0.44 \text{ bar}$  et  $\phi = 18^\circ$ .

Aussi, on conseille :

- ✓ Il est souhaitable d'établir un plan de terrassements général, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage des remblais.
- ✓ Les terrassements dans la partie aval, après réalisation des blocs en amont seront aventureux, c'est pourquoi, il est recommandé, l'entame du projet par la réalisation des blocs en aval.
- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.
- ✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).

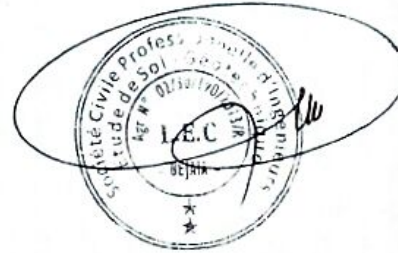
L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

*[Signature]*

*[Signature]*

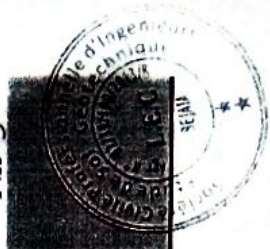
04 MAI 2015

LE DIRECTEUR



Etude de Sol / P.C. - Allée F. - Tala Madha - Beyrouth

P-PDL	Bloc	X	Y	Z	Couche sup. faible	Sols	Couche moyenne et inférieure	Type de sols	Taux de travail
	Parking	682147	4070411	65	≤ 1 <sup>m</sup>	TV + Eboulis	> 1 <sup>m</sup> ≤ 1 <sup>m</sup> .40		2 bars à partir de -1 <sup>m</sup> .40
P2		682146	4070383	59	≤ 0 <sup>m</sup> .80	TV + Eboulis	> 0 <sup>m</sup> .80 ≤ 2 <sup>m</sup> .20		2 bars à partir de -2 <sup>m</sup> .20
P3		682157	4070376	57	≤ 1 <sup>m</sup> .80	TV + Eboulis	> 1 <sup>m</sup> .80 ≤ 3 <sup>m</sup> .0		2 bars à partir de -3 <sup>m</sup> .0
P4	B	682144	4070368	54	≤ 2 <sup>m</sup> .80	TV + Eboulis	> 2 <sup>m</sup> .80 ≤ 4 <sup>m</sup> .60		2 bars à partir de -4 <sup>m</sup> .60
P5		682159	4070362	54	≤ 5 <sup>m</sup> .00	TV + Eboulis	> 5 <sup>m</sup> .00 ≤ 5 <sup>m</sup> .80	Limons argileux parfois schisteux friables et altérés	2 bars à partir de -5 <sup>m</sup> .80
P6		682170	4070366	54	≤ 1 <sup>m</sup> .60	TV + Eboulis	> 1 <sup>m</sup> .60 ≤ 4 <sup>m</sup> .0		2 bars à partir de 4 <sup>m</sup> .0
P7		682186	4070367	53	≤ 5 <sup>m</sup> .80	TV + Eboulis	> 5 <sup>m</sup> .80 ≤ 6 <sup>m</sup> .80		2 bars à partir de 6 <sup>m</sup> .80
P8	A	682192	4070358	52.5	≤ 4 <sup>m</sup> .60	TV + Eboulis	> 4 <sup>m</sup> .60 ≤ 6 <sup>m</sup> .40		2 bars à partir de 6 <sup>m</sup> .40
P9	B	682173	4070356	54.5	≤ 2 <sup>m</sup> .20	TV + Eboulis	> 2 <sup>m</sup> .20 ≤ 3 <sup>m</sup> .40		2 bars à partir de 3 <sup>m</sup> .40
P10		682194	4070343	51	≤ 4 <sup>m</sup> .40	Remblais	> 4 <sup>m</sup> .40 ≤ 5 <sup>m</sup> .60	Remblais	2 bars à partir de 5 <sup>m</sup> .60
P11	A	682202	4070332	49	≤ 3 <sup>m</sup> .60	Remblais	> 3 <sup>m</sup> .60 ≤ 4 <sup>m</sup> .40	Remblais	2 bars à partir de 4 <sup>m</sup> .40
P12		682211	4070349	49.5	≤ 3 <sup>m</sup> .40	Remblais	> 3 <sup>m</sup> .40 ≤ 4 <sup>m</sup> .80	Remblais	2 bars à partir de 4 <sup>m</sup> .80
P13		682128	4070398	67	≤ 1 <sup>m</sup> .60	TV + Eboulis	> 1 <sup>m</sup> .60 ≤ 2 <sup>m</sup> .60		2 bars à partir de 2 <sup>m</sup> .60
P14	C	682105	4070401	70	≤ 1 <sup>m</sup> .60	TV + Eboulis	> 1 <sup>m</sup> .60 ≤ 2 <sup>m</sup> .40	Limons argileux parfois schisteux friables et altérés	2 bars à partir de 2 <sup>m</sup> .40
P15		682118	4070377	66	≤ 1 <sup>m</sup> .00	TV + Eboulis	> 1 <sup>m</sup> .00 ≤ 1 <sup>m</sup> .80		2 bars à partir de -1 <sup>m</sup> .80
Regard		682120	4070457	79					
Capital		682212	4070331	50.5					
SC 01		682134	4070379	65					
SC 02		682185	4070350	54					



Le Directeur Technique  
SEAU

# **Plans de la structure**