

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



**Université Abderrahmane Mira Bejaia**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie civil**



**Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme de

**Master**

En Génie Civil

**Option : Structures**

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment en béton armée (R+9+ entre sol + sous-sol) contreventé par un système mixte, à usage d'habitation.**

**Présenté par :**

KAABACHE Ramzi

SAADI Mened

**Devant le jury composé de :**

M<sup>r</sup> B.BANOUNE

Président

M<sup>r</sup> GUICHARI

Examineur

M<sup>me</sup> K.LAOUBI

Encadreuse

**Année Universitaire : 2021/2022**

---

# *Remerciements*

*A l'issue de ce modeste travail, nous tenons avant tout à remercier Allah tout Puissant de nous avoir donné la force et la volonté de mener à bien cette tâche.*

*Une pensée particulière à nos familles respectives qui ont su être à nos côtés pour nous encourager et nous soutenir tout le long de notre parcours scolaire puis étudiantin.*

*Nos vifs remerciements à Mme K. Laoubi, notre encadreuse qui nous a accompagnés et guidés le long des différentes étapes que compte ce travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude aux membres du Jury qui ont accepté d'évaluer et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Nous n'oublions pas tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.*

*Nombreux sont ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet et que l'espace ne nous permet pas de citer individuellement.*

---

# *Dédicace*

*Les mots manquent parfois pour exprimer ce sentiment de satisfaction face à un travail achevé quoiqu'imparfait.*

*On ne peut s'empêcher de penser à nos parents, mon père **Lyazid**, ma mère **Fatma** qui, au prix d'énormes sacrifices, nous ont accompagnés depuis notre naissance, se sont inquiétés de notre avenir, qu'ils trouvent ici le témoignage d'une reconnaissance éternelle et d'un amour indéfectible.*

*A mon unique frère **Massi** qui a su éclairer mes sombres nuits par ses plaisanteries parfois de mauvais goût.*

*A mon cousin **Chabane**, professeur de français qui s'est acharné à rendre lisible ce travail.*

*A notre encadreuse **Mme K, Laoubi**, qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude en espérant ne pas trop la décevoir.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chers.*

*Enfin, je remercie mon ami et binôme **Ramzi** pour sa présence et son désir de bien faire.*



*Saadi Mened*

---

# *Dédicace*

*Les mots manquent parfois pour exprimer ce sentiment de satisfaction face à un travail achevé quoiqu'imparfait.*

*On ne peut s'empêcher de penser à nos parents, mon père **Arab**, ma mère **Nacira** qui, au prix d'énormes sacrifices, nous ont accompagnés depuis notre naissance, se sont inquiétés de notre avenir, qu'ils trouvent ici le témoignage d'une reconnaissance éternelle et d'un amour indéfectible.*

*A mes chers sœurs **Katia, Hania, Iman, Ilham***

*A notre ingénieur **Mr F. Atmaniou**, qui nous lui présente notre sincère gratitude qui a participé dans la direction de ce mémoire*

*A notre encadreuse **Mme K. Laoubi**, qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude en espérant ne pas trop la décevoir.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chers.*

*Enfin, je remercie mon ami et binôme **Mened** pour sa présence et son désir de bien faire.*



**KAABACHE Ramzi**

**Symboles et Notations**

Symboles	Notations
$A', A_{ser}$	Section d'acier comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$c$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{pi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation.
$f_{gv}$	Flèche différé due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Flèche totale.
$\Delta f_{adm}$	Flèche admissible.
<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
$I'$	Moment d'inertie fissuré.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<b>L</b>	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximal entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de dispositif des poutrelles.
<b>M</b>	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.

## SYMBOLES ET NOTATIONS

$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal.
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$St$	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristique associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Pois volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau$	Coefficient de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.
$\varphi$	Coefficient de fluage
$\emptyset$	Diamètre d'une armature longitudinale

# Table des matières

## INTRODUCTION GENERALE

### Chapitre I : Généralités

<b>1. Présentation du projet .....</b>	<b>1</b>
1.1. Implantation de l'ouvrage .....	1
1.2. Description architecturale de l'ouvrage.....	1
1.3. Données géotechniques du site .....	1
<b>2. Hypothèses de calcul aux états limites .....</b>	<b>1</b>
2.1. Etat limite Ultime « ELU », CBA93 (art A.4.3.2).....	1
2.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5). .....	1
<b>3. Caractéristiques des matériaux utilisés .....</b>	<b>2</b>
3.1. Béton.....	2
3.2. Acier .....	2
<b>4. Règlements et normes utilisés</b>	

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

<b>1. Introduction .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....</b>	<b>3</b>
2.1. Planchers.....	3
2.1.1. Planchers corps creux.....	3
2.1.2. Dalle pleine .....	5
2.2. Pré dimensionnement des poutres .....	7
<b>3. Escaliers.....</b>	<b>8</b>
3.1. Escalier droit à deux volées .....	8
<b>4. L'acrotère.....</b>	<b>10</b>
<b>5. Les éléments principaux .....</b>	<b>10</b>
5.1. Les voiles .....	10
5.2. Les poteaux .....	11
<b>6. L'évaluation des charges et surcharges .....</b>	<b>11</b>
<b>7. Pré dimensionnement des poteaux .....</b>	<b>14</b>
7.1. La descente de charge .....	15
7.2. Lois de dégression des charges d'exploitation DTR (B.C 2.2.art.6.3).....	15
<b>8. Vérification à faire .....</b>	<b>18</b>
8.1. Vérification à la compression simple.....	18
8.2. Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) : .....	19
8.3. Vérification des conditions du RPA 99/2003.....	20
<b>9. Conclusion.....</b>	<b>21</b>

---

<b>Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires</b> .....	<b>22</b>
<b>1. Introduction</b> .....	<b>22</b>
<b>2. Calcul des planchers</b> .....	<b>22</b>
2.1. Plancher à corps creux .....	22
2.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	22
2.1.2. Type de poutrelle .....	24
2.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations .....	24
2.1.4. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T3).....	25
2.1.5. Calcul des sollicitations dans la poutrelle .....	26
2.1.6. Ferrailage des poutrelles .....	27
2.1.7. Vérifications nécessaires.....	30
2.1.8. Etude dalle de compression.....	37
2.2. Calcul des dalles pleines .....	38
2.2.1. Calcul des sollicitations .....	38
2.2.2. Calcul de ferrailage .....	39
<b>3. Etude de l'ascenseur</b> .....	<b>48</b>
3.1. Les caractéristique.....	48
3.2. Dalle de la salle machine.....	48
<b>4. Etude de la poutre de chainage</b> .....	<b>51</b>
4.1. Calcul des sollicitations.....	51
<b>5. Etude de l'acrotère</b> .....	<b>53</b>
<b>6. Etude des escaliers</b> .....	<b>57</b>
6.1. Étude de la partie (AB) .....	57
6.2. Etude de la poutre palière.....	61
<b>CHAPITRE IV : Etude dynamique</b> .....	<b>65</b>
<b>1. Introduction</b> .....	<b>65</b>
<b>2. Modélisation</b> .....	<b>65</b>
<b>3. Choix de la méthode de calcul</b> .....	<b>65</b>
3.1. Méthode statique équivalente.....	65
3.2. Méthode dynamique qui regroupe .....	66
<b>4. Présentation de la méthode modale spectrale :</b> .....	<b>66</b>
4.1. Le spectre de réponse de calcul.....	68
4.2. Résultats obtenus.....	68
4.3. Disposition des voiles de contreventement : .....	69
4.4. Période de vibration et participation massique : .....	70
<b>5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003</b> .....	<b>72</b>
5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques : .....	72
5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base .....	73
5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau .....	73

---



5.4. Justification vis-à-vis de l'effort ( $p-\Delta$ ).....	74
5.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	75
<b>6. Conclusion.....</b>	<b>76</b>

## **CHAPITRE VI : Infrastructure**

<b>1. Introduction :.....</b>	<b>98</b>
<b>2. Combinaisons de calcul :.....</b>	<b>98</b>
<b>3. Reconnaissance du sol :.....</b>	<b>98</b>
<b>4. Choix du type de fondation :.....</b>	<b>98</b>
➤ Vérification de la semelle isolée :.....	98
<b>4.1. Le Prédimensionnement.....</b>	<b>100</b>
<b>4.2. Calcul de la surface du radier.....</b>	<b>101</b>
<b>4.3. Les vérifications nécessaires.....</b>	<b>101</b>
<b>4.4. Ferrailage du radier.....</b>	<b>103</b>
4.4.1. Calcul des sollicitations.....	103
4.4.2. Vérifications nécessaire.....	104
➤ <b>Vérification de l'effort tranchant.....</b>	<b>105</b>
➤ <b>Vérification à l'ELS.....</b>	<b>105</b>
<b>4.5. Etude des nervures.....</b>	<b>107</b>
<b>4.5.1. A l'ELU:.....</b>	<b>107</b>
4.4.2. Ferrailage des nervures.....	111
<b>5. Etude du voile périphérique.....</b>	<b>113</b>
<b>5.1. Ferrailage du voile.....</b>	<b>114</b>

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## **Plan de la structure**

## LISTE DES FIGURES

Figure	Page
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
Figure II.1. Coupe transversale du plancher à corps	3
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles	4
Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle	5
Figure II.4. Schéma statique de la poutre de chaînage	7
Figure II.5. Vue en 3D Escalier	8
Figure II.6. Vue en plan de la cage d'escaliers	9
Figure II.7. Vue en élévation de la cage d'escaliers	9
Figure II.8. Coupe transversal de l'acrotère	10
Figure II.9. Coupe du voile en élévation	10
Figure II.10. Mur	13
<b>CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires</b>	
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle	25
Figure III.2. Schéma Ferrailage de la dalle de compression	37
Figure III.3. Schéma de Ferrailage de la dalle D1	45
Figure III.4. Schéma de Ferrailage de la dalle D2	45
Figure III.5. Schéma de Ferrailage de la dalle D3	45
Figure III.6. Schéma de Ferrailage de la dalle D4	46
Figure III.7. Schéma de Ferrailage de la dalle D5	46
Figure III.8. Schéma de Ferrailage de la dalle D6	47
Figure III.9. Schéma de Ferrailage de la dalle D7	47
Figure III.10. Schéma de Ferrailage de la dalle D'2	47
Figure III.11. Schéma statique d'un ascenseur	48
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la salle machine	51
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	53
Figure III.14. Schéma statique de l'acrotère	53
Figure III.15. coupe transversale de l'acrotère	53
Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'acrotère	57
Figure III.17. Schéma statique réel de l'escalier	57
Figure III.18. Schéma statique considéré dans le calcul de l'escalier	57
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier	61
Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière	61
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière	64
<b>CHAPITRE IV : Etude dynamique</b>	
Figure IV.1. spectre de réponse	68
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement	69
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16	70
Figure IV.4. Mode 1 (translation suivant l'axe X-X)	71
Figure IV.5. Mode 2 (translation suivant l'axe Y-Y)	71

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure IV.6.</b> Mode 3(Rotation suivant l'axe Z-Z)	72
<b>CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux</b>	
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale	78
<b>Figure V.2.</b> ancrage des armatures transversales	79
<b>Figure V.3.</b> Schéma de ferrailage des poteaux du E. sol, S. sol, RDC et étage 1	83
<b>Figure V.4.</b> Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 2, 3,4 et 5	84
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 6, 7,8 et 9	84
<b>Figure V.6.</b> répartition des moments dans les zones nodale	89
<b>Figure V.7.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher Sous-sol	91
<b>Figure V.8.</b> Schéma des contraintes	94
<b>Figure V.9.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx1	97
<b>Chapitre VI : infrastructure</b>	
<b>Figure VI.1.</b> semelle filante dans le sens X-X	99
<b>Figure VI.2.</b> Semelle filante dans le sens Y-Y	99
<b>Figure VI.3.</b> Ferrailage d'un panneau de radier	106
<b>Figure VI.4 .</b> Coupe A-A	106
<b>Figure VI. 5.</b> Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X	107
<b>Figure VI. 6.</b> Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y	108
<b>Figure VI. 7.</b> Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X	108
<b>Figure VI. 8.</b> Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y	109
<b>Figure VI. 9.</b> Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens X-X	109
<b>Figure VI. 10.</b> Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens Y-Y	110
<b>Figure VI. 11.</b> Section de la nervure à ferrailer	110
<b>Figure VI. 12.</b> Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens X-X	112
<b>Figure VI. 13.</b> Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y	112
<b>Figure VI.14.</b> Poussée des terres sur les voiles périphériques	113
<b>Figure VI.15.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique	116

## LISTE DES TABLEAUX

Tableaux	Page
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>Tableau II.1.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	11
<b>Tableau II.2.</b> évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	12
<b>Tableau II.3.</b> Évaluation des charges revenant aux balcons à corps creux	12
<b>Tableau II.4.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine	12
<b>Tableau II.5.</b> Évaluation des charges revenant aux plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	13
<b>Tableau II.6.</b> Évaluation des charges revenant au séchoir en dalle pleine	13
<b>Tableau II.7.</b> Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	13
<b>Tableau II.8.</b> Charge permanente et d'exploitation revenant au palier	14
<b>Tableau II.9.</b> Évaluation des charges revenant aux volées	14
<b>Tableau II.10.</b> Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	15
<b>Tableau II.11.</b> Résultats de la descente de charge de poteau D5	16
<b>Tableau II.12.</b> Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	19
<b>Tableau II.13.</b> Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	20
<b>Tableau II.14.</b> Pré-dimensionnements des éléments	21
<b>CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires</b>	
<b>Tableau III.1.</b> Types de poutrelle	24
<b>Tableau III.2.</b> condition d'application de la méthode forfaitaire ou de Caquot	25
Tableau III. 3. charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions	25
<b>Tableau III. 4.</b> Sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles Du sous-sol au 8ème étage	27
<b>Tableau III. 5.</b> Sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles De 9ème étage (terrasse inaccessible)	27
<b>Tableau III. 6.</b> sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles	28
<b>Tableau III.7.</b> calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	35
<b>Tableau III.8.</b> Vérification nécessaire à l'ELU	36
<b>Tableau III.9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	36
<b>Tableau III.10.</b> Vérification de la flèche à l'ELS	36
<b>Tableau III.11.</b> schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux	37

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau III.12.</b> Sollicitation maximales dans les dalles pleines	41
<b>Tableau III.13.</b> ferrailage la dalle a la flexion simple	41
<b>Tableau III.14.</b> Vérification de l'effort tranchant	42
<b>Tableau III.15.</b> vérifications des contraintes à l'ELS	42
<b>Tableau III.16.</b> recalculaton des sections d'armatures	42
<b>Tableau III.17.</b> Vérification de la flèche à l'ELS	44
<b>Tableau III.18.</b> vérification de la flèche après l'augmentation de la section d'armature	44
<b>Tableau III.19.</b> Le ferrailage final des dalles pleines	44
<b>Tableau III.20.</b> les armatures de répartitions et les espacements dans les dalles qui travail d'une une seul direction	44
<b>Tableau III.21.</b> ferrailage de la dalle d'ascenseur	50
<b>Tableau III.22.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	51
<b>Tableau III.23.</b> Ferrailage de la poutre de chainage en flexion simple	52
<b>Tableau III.24.</b> Vérification des contraintes à ELS	52
<b>Tableau III.25.</b> Les sollicitations de calcul	54
<b>Tableau III.26.</b> Les sollicitations dans l'escalier	59
<b>Tableau III.27.</b> Ferrailages les escaliers	59
<b>Tableau III.28.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	59
<b>Tableau III.29.</b> Ferrailage de la poutre palière en flexion simple	62
<b>Tableau III.30.</b> Vérification des contraintes à L'ELS	64
<b>CHAPITRE IV : Etude dynamique</b>	
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités	67
<b>Tableau IV.2.</b> périodes et taux de participation massique de la structure	70
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	72
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontale	72
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification des forces sismiques à la base	73
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification des forces sismiques à la base après majoration de l'action sismique	73
<b>Tableau IV.7.</b> vérification des déplacements de niveaux	73
<b>Tableau IV.8.</b> Justification vis-à-vis de l'effet ( $p-\Delta$ )	74
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	75
<b>Tableau IV.10.</b> Les dimensions définitives des éléments structuraux	75
<b>CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux</b>	
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	78
<b>Tableau V.2.</b> sollicitations dans les différents poteaux	79
<b>Tableau V.3.</b> ferrailage longitudinal des poteaux	80
<b>Tableau V.4.</b> Ferrailage transversales des poteaux	80

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des différents poteaux	81
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton	82
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes de cisaillement	82
<b>Tableau V.8.</b> Déterminations de la zone nodale	83
<b>Tableau V.9.</b> ferraillage des poutres principales (30*40) cm <sup>2</sup>	86
<b>Tableau V.10.</b> Ferraillage des poutres secondaires (30*35) cm <sup>2</sup>	86
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des contraintes tangentielles	88
<b>Tableau V.12.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	88
<b>Tableau V.13.</b> vérification de l'état limite de compression du béton	88
<b>Tableau V.14.</b> Moments résistants dans les poteaux	89
<b>Tableau V.15.</b> Moments résistants dans les poutres principales	90
<b>Tableau V.16.</b> Moments résistants dans les poutres Secondaires	90
<b>Tableau V.17.</b> Vérification des zones nodales selon le sens principale	90
<b>Tableau V.18.</b> Vérification des zones nodales selon le sens Secondaires	91
<b>Tableau V.19.</b> Les Sollicitations dans le voile Vx1	93
<b>Tableau V.20.</b> Sollicitations maximales dans les voiles Vx1 (0, 15 × 1, 8)	95
<b>Tableau V.21.</b> Sollicitations maximales dans le voile Vx2(0, 15 × 1, 6)	95
<b>Tableau V.22.</b> Sollicitations maximales dans les voiles dans le sens Y-Y(0, 15 × 2, 0)	95
<b>Tableau V.23.</b> Sollicitation et ferraillage dans les voiles Vx1 (0,15×1,8)	96
<b>Tableau V.24.</b> Sollicitation et ferraillage dans le voile Vx2 (0,15×1,6)	96
<b>Tableau V.24.</b> Sollicitation et ferraillage dans les voiles Vy1(0,15×2,0)	97
<b>CHAPITRE VI : Infrastructure</b>	
<b>Tableau VI. 1.</b> Section d'armature du radier	104
<b>Tableau VI. 2.</b> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.	105
<b>Tableau VI. 3.</b> Choix du ferraillage et vérifications des contraintes.	106
<b>Tableau VI. 4.</b> Ferraillage des nervures.	111
<b>Tableau VI. 5.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	111
<b>Tableau VI. 6.</b> Ferraillage des nervures à l'ELS.	111
<b>Tableau VI.7.</b> Ferraillage des voiles périphériques	114
<b>Tableau VI.8.</b> Vérification des contraintes à l'ELS	115

# *Introduction*

# *Chapitre I*



---

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de conception et de réalisation des constructions.

Le génie civil a évolué au fil des siècles en s'adaptant à des contraintes nouvelles dictées par l'expérience passée mais aussi par les différentes catastrophes qui ont jalonné l'Histoire de l'Humanité tels que les tremblements de terre, les éruptions volcaniques, les inondations...

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement qui est devenue depuis quelques années une préoccupation réelle.

A chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui incite les spécialistes à actualiser les législations en vigueur et à les adapter à de nouvelles situations. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de **Boumerdès**, le 21 Mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui visent à améliorer la résistance et la stabilité de la structure.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation a déjà un avantage économique, car il revient moins cher comparativement à d'autres matériaux (bois et/ou métal) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- souplesse d'utilisation
- durabilité (durée de vie)
- résistance au feu

Notre formation nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures et de nous initier aux canevas de calcul. Nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+9+sous-sol et entresol) à usage d'habitation implanté à Bejaïa.

Le présent travail est réparti sur six chapitres à savoir :

- ✓ Le premier chapitre consiste à faire la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et des matériaux à utiliser ;
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux ;
- ✓ Le troisième chapitre traite du calcul des éléments secondaires ;
- ✓ Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres à la structure. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel **ETABS 2016** ;
- ✓ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 2016** est abordé dans le cinquième chapitre ;
- ✓ Le dernier chapitre comporte l'étude de l'infrastructure suivi d'une conclusion générale.

## Chapitre I : Généralités

### 1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire une étude en génie civil d'un bâtiment (R+9+ Entre sol+ sous-sol) en béton armé à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/V2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

#### 1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est réalisé au lieu-dit TAOURIRT daïra EL KSEUR dans la wilaya de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/V 2003, Annexe 1) en zone II<sub>a</sub>.

#### 1.2. Description de l'ouvrage

##### ✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 26,70 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 18,75 \text{ m}$$

##### ✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (acrotère non compris).....36,72 m

Hauteur d'étage... ..03,06 m

#### 1.3. Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude de sol, on peut souligner les conclusions et le rapport de sol (annexe D):

- Une contrainte de sol de 3 Bars
- Le sol est classé en catégorie S2 selon sa nature géotechnique (sol ferme)

## 2. Hypothèses de calcul aux états limites

### 2.1. Etat limite Ultime « ELU », CBA93 (art A.4.3.2).

- les sections droites restant 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 des contraintes de déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et 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%.

### 2.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;
- $n$  = coefficient d'équivalence acier-béton.

### 3. Caractéristiques des matériaux utilisés

#### 3.1. Béton ordinaire

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.1)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{CBA93 (Art A.1.2.1.2)}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} \end{cases}$$

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une  
Durée d'application inférieure à 24 heures

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{ij} = 1/3 \times E_{vi} \end{cases}$$

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une  
Longue durée

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- ✓  $f_{t28} = 2,1$  MPa
- ✓  $E_{vj} = 10818,86$  MPa
- ✓  $E_{ij} = 32164,20$
- ✓  $\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1,15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

#### 3.2. Acier

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

- ✓ Fe E400 = 400 MPa.
- ✓  $\gamma_s = 1,15$  (situation courante).
- ✓  $\gamma_s = 1,00$  (situation accidentelle).

#### 4. Règlements et normes utilisés

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes 99/version 2003.
- ✓ Code Béton Armé 93.
- ✓ Document Technique Règlementaire B.C.2.2.
- ✓ Béton Armé aux Etats Limites 91/version 99.
- ✓ Document Technique Règlementaire BC2.33.2.

# *Chapitre II*

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction

En respectant les recommandations du CBA93 et du RPA 99 version 2003, en pré dimensionnant notre structure.

2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.1. Planchers

Le plancher est un élément qui sépare 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.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- plancher à corps creux
- Dalle pleine

2.1.1. Planchers corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc}+h_{dc}$ ).

Un plancher à corps est composé de :

- Poutrelles en béton armé coulé sur place
- Corps creux
- Dalle de compression en béton armé

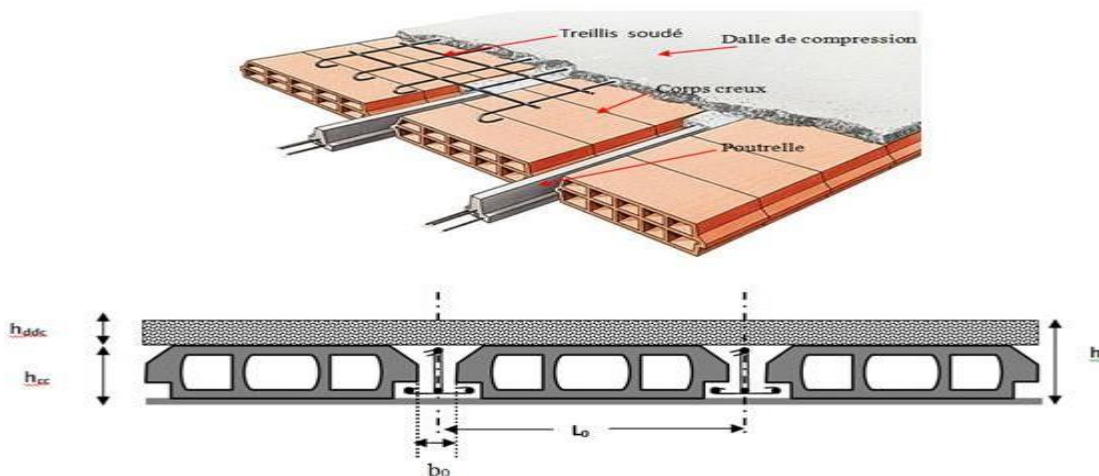


Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps

Avec :

- $h_{cc}$ : hauteur des poutrelles
- $h_{dc}$ : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$ : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$ : Distance entre axes des poutrelles.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

$$L_{max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm} \Rightarrow h = \frac{420}{22,5} \Rightarrow h \geq 18,66 \text{ cm.}$$

On prend  $h = 21 \text{ cm}$  soit un plancher (16+5) cm (polystyrène)

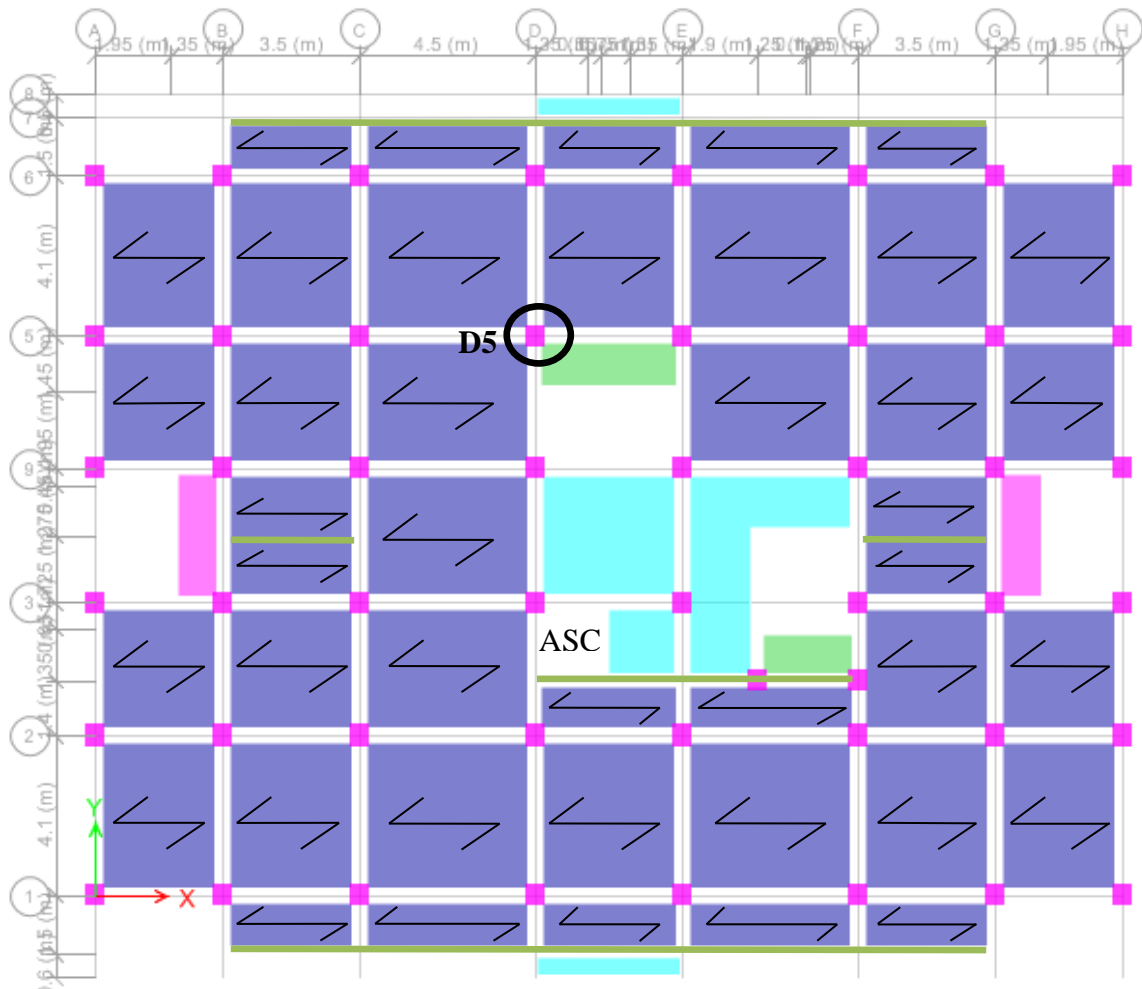
Tel que :

- $h$  : est la hauteur totale de plancher.

## ➤ Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

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



**Figure II.2.** Plan de disposition des poutrelles

**Clés :**

— : Poutre de chaînage

D5 : poteau le plus sollicité

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : hauteur totale de la poutrelle (hauteur de plancher)

h<sub>0</sub> : hauteur de la dalle de compression

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : largeur efficace

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \dots \dots \dots (\text{CBA93.Art4.1.3})$$

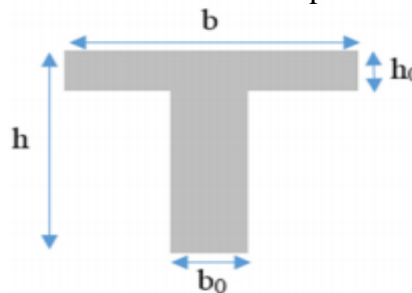


Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle

Avec :

L<sub>x</sub> : distance entre nus de deux poutrelles successives.

L<sub>y</sub> : longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles entre nus d'appuis.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$H = 21\text{cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left( \frac{55}{2}; \frac{300}{10} \right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \text{Min} (27.5\text{cm}; 30 \text{ cm})$$

Ce qui donne b = 65 cm

**2.1.2. Dalle pleine**

Une dalle pleine est un élément porteur horizontal en béton armé d'une épaisseur mince à contours divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles).

➤ **Pré dimensionnement des dalles pleines**

On désigne par :

$$L_x : \text{la plus petite portée.} \quad ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$L_y : \text{la plus grande portée.} \quad ; \quad e : \text{épaisseur de la dalle pleine}$$

➤ **Résistance à la flexion**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) pour } \rho < 0,4.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) pour } \rho \geq 0,4.$$

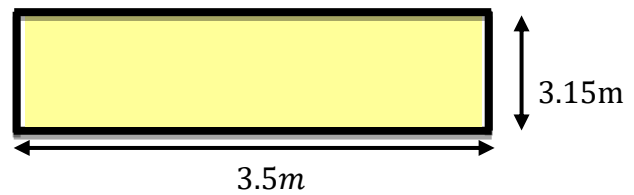
➤ **Critère de résistance au feu (coupe-feu)**

- e ≥ 7 cm pour une heure de coupe – feu.
- e ≥ 11 cm pour deux heures de coupe – feu.
- e ≥ 14 cm pour quatre heures de coupe – feu.

2.1.2.1. Types de dalles pleines

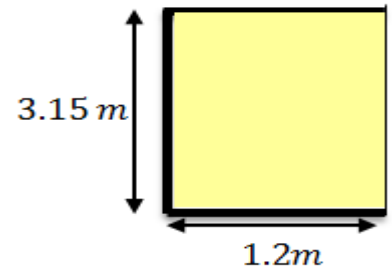
➤ Dalle (D1) sur quatre appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{3.15}{3.5} = 0,9 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 7,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



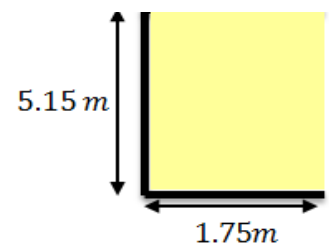
➤ Dalle (D2) sur trois appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1.2}{3.15} = 0,38 < 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$



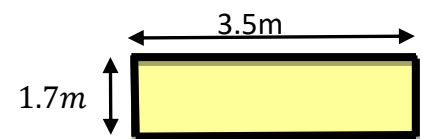
➤ Dalle (D3) sur trois appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1.75}{5.15} = 0,34 < 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$



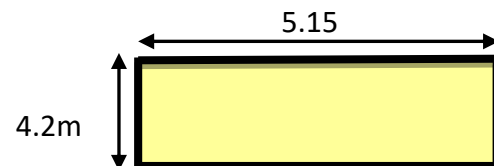
➤ Dalle (D4) sur quatre appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1.7}{3.5} = 0,48 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$



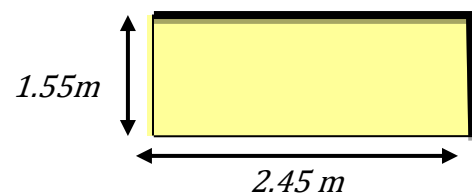
➤ Dalle (D5) sur quatre appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{4.2}{5.15} = 0,81 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$



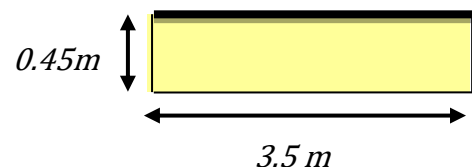
➤ Dalle (D6) sur deux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1.55}{2.45} = 0,63 > 0,4 \\ e \geq \frac{l_x}{20} \\ e = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$



➤ Dalle (D7) sur un seul appui

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Donc on opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$



**2.2.Pré dimensionnement des poutres**

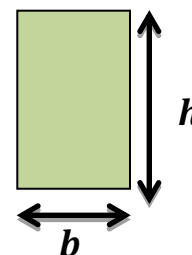
Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne droite à section rectangulaire, on distingue deux types (poutres principales et poutres secondaires).

Selon la condition de la flèche on a :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91/99)}.$$

Avec :

- $L_{max}$  : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis
- $h$  : hauteur de la poutre
- $b$  : largeur de la poutre



➤ **Les poutres principales(PP)**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Avec :

$$L_{max} = 4,10 - 0,3 = 3,80 \text{ m} \Rightarrow 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend  $h=35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,16 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Les Poutres secondaires(PS)**

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

Avec :

$$L_{max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

On prend  $h=30 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Poutre de chaînage**

D'après le **RPA 99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale (la largeur ( $b$ )) de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

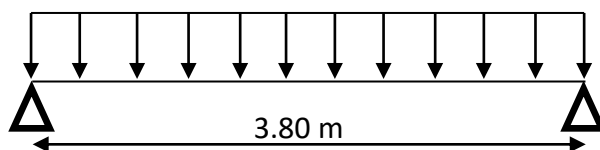


Figure II.4. Schéma statique de la poutre de chaînage

$$b \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20\text{cm}; 15\text{cm}\right) \rightarrow b \geq 15\text{ cm} \dots\dots\dots\text{RPA 99 (Art 9.3.3)}$$

❖ Condition de la flèche :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 25,33\text{ cm} \leq h \leq 38\text{ cm}$$

✓ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \quad \text{Donc en prend : } b = h = 30\text{ cm}$$

3. Escaliers

L'escalier est une construction en béton armé constituée d'une suite régulière de marches et des contre marches reposant sur une paillasse, permettant le passage d'un étage à un autre. Les différents éléments de l'escalier sont nommés comme suit :

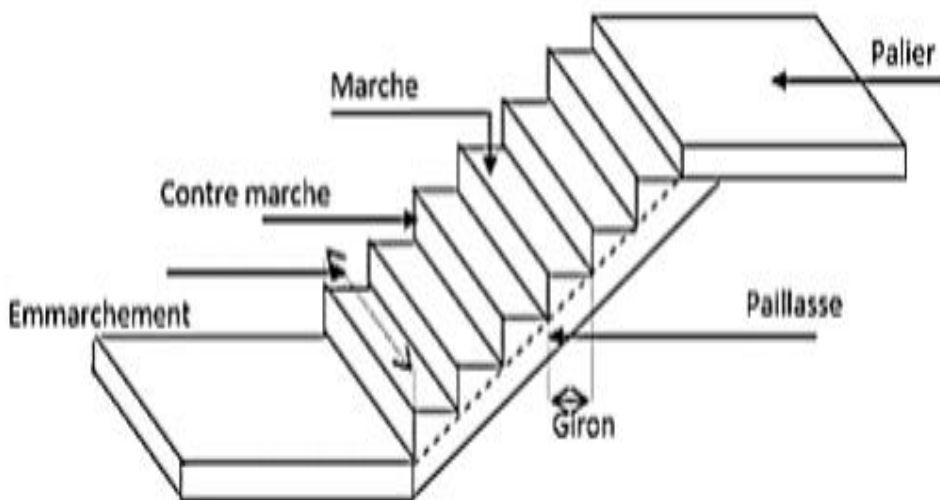


Figure. II.5. Vue en 3D Escalier

3.1. Escalier droit à deux volées

On doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL.

La formule Blondel vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron qui est donnée par :  $60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$  ..... (1), est utilisé Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches pour avoir un escalier confortable.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

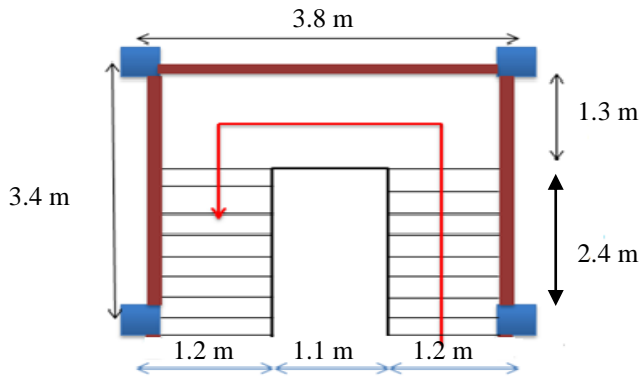


Figure. II.6 : Vue en plan de la cage d'escaliers

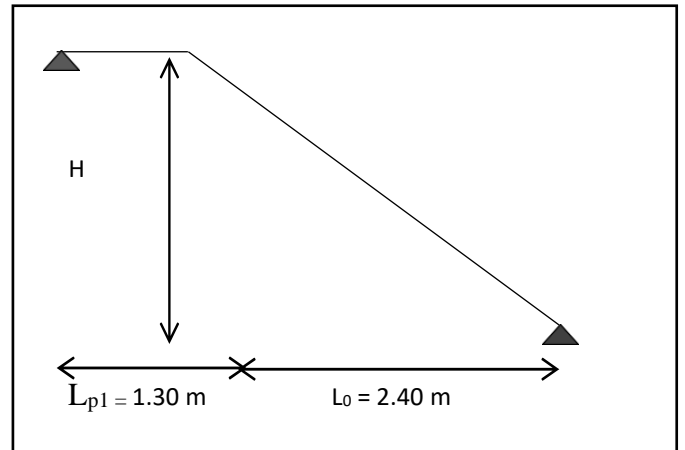


Figure. II.7 : Vue en élévation de la cage d'escaliers

**H** : la hauteur de la volée.

**L** : longueur totale en appui incliné.

**L<sub>0</sub>** : La longueur projetée de la volée.

**L<sub>p</sub>** : La longueur de palier d'arrivée.

Notre escalier contient 2 volées identiques donc les calculs se feront justes pour une seule volée

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$$

$$N = \frac{H}{h} = 9$$

$$n-1 = 8$$

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$h = \frac{1,53}{9} = 0,17 \text{ m}$$

$$g = \frac{2,4}{8} = 0,3 \text{ m}$$

➤ **L'inclinaison de la pailasse**

$$\alpha = 32,52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 0,843$$

➤ **La longueur de la pailasse**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$L = L_p + L_v = 1,3 + 2,85 = 4,15 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la pailasse**

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \implies \frac{415}{30} = 13,83 \text{ cm} \leq e \leq \frac{415}{20} = 20,75 \text{ cm}$$

On prend **e = 15 cm**

4. L'acrotère

Le rôle de l'acrotère est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Il est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

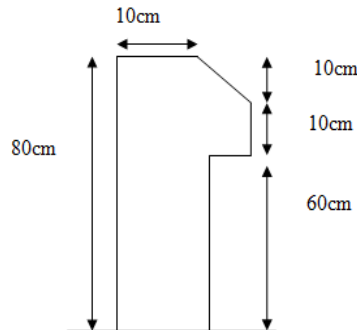


Figure II.8. Coupe transversal de l'acrotère

Soit :

S : la section de l'acrotère

$$S = (80 \times 10) + (10 \times 10) + \left(\frac{10 \times 10}{2}\right) = 950 \text{ cm}^2$$

5. Les éléments principaux

5.1. Les voiles

Les voiles sont des éléments continus assurant, d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 (Article 7.7.1)

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm}\right)$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur de voile.

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{285}{20}; 15 \text{ cm}\right) \implies e \geq \max(14,25; 15 \text{ cm})$$

Au final on prend  $e = 15 \text{ cm}$

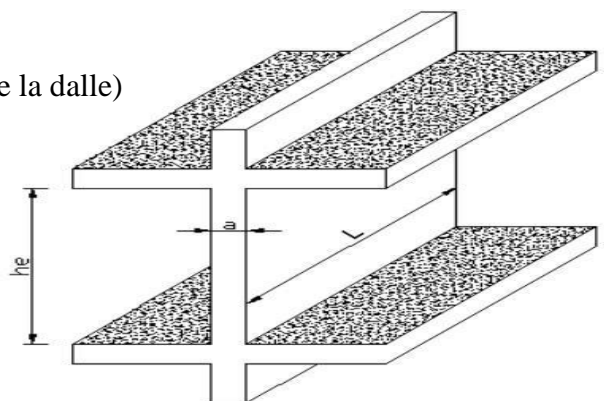


Figure II.9. Coupe du voile en élévation

✓ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.7.1)

$$\begin{cases} l \geq 4e & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ e \geq 15 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ e \geq \frac{h_e}{20} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**5.2. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants:

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes:

$$\begin{cases} \text{Min}(b1; h1) \geq 25\text{cm} & \text{en zone II}_a \\ \text{Min}(b1; h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99 Version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposés:

- ✓ Sous-sol et entre sol : poteau ..... (60×55) cm<sup>2</sup>
- ✓ RDC et 1<sup>er</sup> étages : poteau ..... (55×50) cm<sup>2</sup>
- ✓ 2<sup>eme</sup> étages et 3<sup>eme</sup> étages: poteau..... (50×45) cm<sup>2</sup>
- ✓ 4<sup>eme</sup> étages et 5<sup>eme</sup> étages: poteau ..... (45×40) cm<sup>2</sup>
- ✓ 6<sup>eme</sup> étages et 7<sup>eme</sup> étages: poteau ..... (40×35) cm<sup>2</sup>
- ✓ 8<sup>eme</sup> étages et 9<sup>eme</sup> étages: poteau ..... (35×30) cm<sup>2</sup>

**6. L'évaluation des charges et surcharges**

➤ **Plancher à corps creux**

**Tableau II.1.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux (16+5)	/	0,16+0,05	1,70
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				<b>4,17</b>
Charge d'exploitation Q				<b>1,5</b>

Tableau II.2.évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multicouche	6	0,05	0,3
3	Forme de pente	22	0,10	2,20
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Corps creux	/	0,16+0,05	1,7
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,2
Charge permanente G				<b>5,41</b>
Charge d'exploitation Q				<b>1</b>

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux balcons à corps creux

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux (16+5)	/	0,16+0,05	1,70
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				<b>4,17</b>
Charge d'exploitation Q				<b>3.5</b>

➤ **Plancher dalle pleine**

Tableau II.4.Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Plancher dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				<b>4,43</b>
Charge d'exploitation Q				<b>2,5</b>

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multicouche	6	0,05	0,3
3	Forme de pente	22	0,10	2,2
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				<b>6,78</b>
Charge d'exploitation Q				<b>1</b>

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au séchoir en dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
6	Garde de corps	/	/	0,1
Charge permanente G				<b>4,53</b>
Charge d'exploitation Q				<b>3,5</b>

➤ Murs extérieurs double parois en brique creuses :

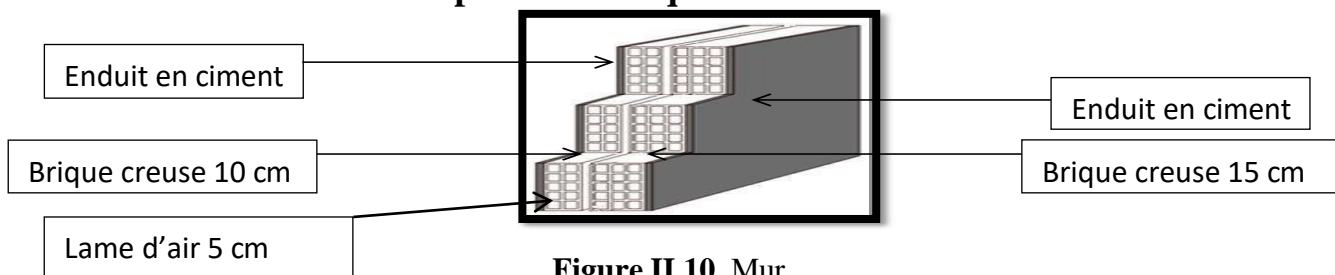


Figure II.10. Mur.

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N0	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit du ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	/	0,1	0,9
3	Brique creuse	/	0,15	1,3
4	Enduit du ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente G				<b>2,92</b>

➤ Escaliers

Tableau II.8. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit du ciment	18	0,02	0,27
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,22</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>2,5</b>

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux volées.

N°	Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	Horizontal	20	0,01	0,20
		verticale	20	0,01	0,20
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,01	0,20
		Verticale	20	0,01	0,20
3	marche		25	h/2	2,125
4	Paillasse		25	0,15/ (cos32, 52)	4,45
5	Enduit de ciment		18	0,015	0,27
6	Garde-corps		/	/	0,10
<b>Charge permanente G</b>					<b>7,75</b>
<b>Charge d'exploitation</b>					<b>2,5</b>

7. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critères de résistance ;
2. Critères 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 avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30\*30) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.



Tableau II.10. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b×h) cm <sup>2</sup>	Poids propre g(KN) $g = h b H \gamma_c$
sous-sol Entre sol	(60×55)	25.245
RDC Etage 1	(55×50)	21.0375
Etage 2 Etage 3	(50×45)	17.2125
Etage 4 Etage 5	(45×40)	13.77
Etage 6 Etage 7	(40×35)	10.71
Etage 8 Etage 9	(35×30)	8.0325

Avec :

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

$H = 3,06 \text{ m}$  : Hauteur d'étage

### 7.1.La 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.

### 7.2.Lois de dégression des charges d'exploitation DTR (B.C 2.2.art.6.3)

Comme il est rare que les charges d'exploitations agissent simultanément on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage à 0.5Q.

Dans notre cas on a :

Q0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

Q1=Q2=Q3=Q4=Q5=Q6=Q7=Q8=Q9=Q10=Q11 pour les étagés courants.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 1 : Q0

Niveau 2 : Q0+Q1

Niveau 3: Q0+0.95 (Q1+Q2)

Niveau 4 : Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)

Niveau 5 : Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)

Niveau 6 : Q0+0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)

Niveau 7 : Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Niveau 8 : Q0+0.70 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)

Niveau 9 : Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)

Niveau10 : Q0+0.60 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)

Niveau 11 : Q0+0.55 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)

Niveau 11 : Q0+0.50 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11)

➤ La descente de charge pour le poteau D5

Les surfaces afférentes

❖ Plancher terrasse inaccessible

$S1 = 1,9 \times 2,1 = 3,99 \text{ m}^2$

$S2 = 1,9 \times 1,75 = 3,325 \text{ m}^2$

$S3 = 1,55 \times 2,1 = 3,255 \text{ m}^2$

$S4 = 1,75 \times 1,55 = 2,71 \text{ m}^2$

$\Sigma S_{\text{affG}} = 13,28 \text{ m}^2$

$S_{\text{affQ}} = [0,3 (1,55 + 1,90 + 1,75 + 2,1)] + S_{\text{ig}}$

$S_{\text{affQ}} = 15,47 \text{ m}^2$

$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 5,41 \times 13,28 = 71,84 \text{ KN/m}$

$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 1 \times 15,47 = 15,47 \text{ kn/m}^2$

❖ Plancher des autres niveaux à corps creux

$S1 = 1,9 \times 2,1 = 3,99 \text{ m}^2$

$S2 = 1,9 \times 1,75 = 3,325 \text{ m}^2$

$S3 = 1,55 \times 2,1 = 3,255 \text{ m}^2$

$S4 = S_{\text{palier}} + S_{\text{vollée}}$

$$S4 = \begin{cases} S_{\text{palier}} = 1,3 \times 1,75 = 2,275 \text{ m}^2 \\ S_{\text{vollée}} = 0,25 \times 1,75 = 0,43 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$\Sigma S_{\text{affG}} = 3,99 + 3,325 + 3,255 + 2,275 + 0,43 = 13,28 \text{ m}^2$

$S_{\text{affQ}} = [0,3 (1,55 + 1,90 + 1,75 + 2,1)] + 13,28$

$S_{\text{affQ}} = 15,47 \text{ m}^2$

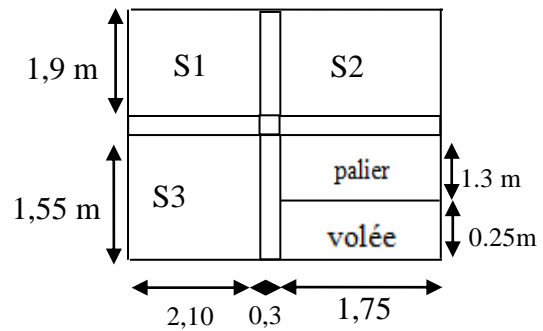
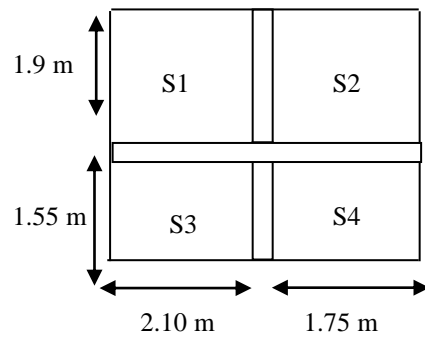
$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 4,17 \times 10,57 + 2,275 \times 5,22 + 0,43 \times 7,75 = 59,28 \text{ KN/m}^2$

$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 1,5 \times 10,57 + 2,275 \times 2,5 + 0,43 \times 2,5 = 22,61 \text{ KN/m}^2$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau D5 Sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau.II.11. Résultats de la descente de charge de poteau D5

Etages	Niveau	Éléments	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
Etage 9	11	Venant cage d'escalier + Plancher	71.84	15.47
		Poutre	17.7	
		Poteau	8.032	
	<b>Somme</b>		<b>97.572</b>	<b>15.47</b>
Etage 8	10	Venant de 9	97.572	38.08
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	8.032	
<b>Somme</b>		<b>208.694</b>	<b>38.08</b>	
Etage 7	9	Venant de 8	208.694	58.429
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	



		mur	26.11	58.429
		Poteau	10.71	
		<b>somme</b>	322.494	
<b>Etage 6</b>	8	Venant de 7	322.494	76.517
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	10.71	
		<b>Somme</b>	436.294	
<b>Etage 5</b>	7	Venant de 6	436.294	92.344
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		Mur	26.11	
		poteau	13.77	
		<b>Somme</b>	553.154	
<b>Etage 4</b>	6	Venant de 5	553.154	105.91
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	13.77	
		<b>Somme</b>	670.014	
<b>Etage 3</b>	5	Venant de 4	670.014	117.215
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	17.21	
		<b>Somme</b>	790.314	
<b>Etage 2</b>	4	Venant de 3	790.314	126.259
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	17.21	
		<b>Somme</b>	910.614	
<b>Etage 1</b>	3	Venant de 2	895.984	133.042
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	21.03	
		<b>Somme</b>	1034.734	

RDC	2	Venant de 1	1034.734	137.564
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	21.03	
	<b>Somme</b>	<b>1158.854</b>	<b>137.564</b>	
Entre sol	1	Venant de RDC	1158.854	139.82
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	25.24	
	<b>Somme</b>	<b>1287.184</b>	<b>139.82</b>	
Sous-sol	0	Venant de entre sol	1287.184	139.82
		Plancher	59.28	
		Poutre	17.7	
		mur	26.11	
		Poteau	25.24	
	<b>Somme</b>	<b>1415.514</b>	<b>139.82</b>	
<b>ELU</b>		<b>1.35G=1910.94</b>	<b>1.5Q=209.73</b>	
<b>Effort normal à la base du poteau</b>		<b><math>N'_u = 1.35G + 1.5Q = 2120.67</math></b>		

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous impose de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

- { 10% ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées
- { 15% ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 10%

$N_u = 1.1 N'_u = 1.1 \times 2120.67$   
 $N_u = 2332.74 \text{ KN}$

## 8. Vérification à faire

### 8.1. Vérification à la compression simple

#### ➤ Exemple de calcul

#### ✓ Vérification du poteau à la base « poteau de l'entresol (60\*55) cm<sup>2</sup> »

On doit vérifier la condition suivante :  
 Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2332,74 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$B \geq 0,164 \text{ m}^2$$

Avec :

- **B** : la section du poteau
- $\gamma_b=1,5$  : coefficient de sécurité du béton

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) :  $B=0.6 \times 0.55 = 0.33 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,33 \text{ m}^2 \geq 0,164 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$  **Condition 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 ci-après.

**Tableau II.12.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu(KN)	Compression ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		B(m <sup>2</sup> )	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
9	170.42	0.09	0.012	Vérifiée
8	372,73	0.105	0.026	Vérifiée
7	575,31	0.122	0.04	Vérifiée
6	774,15	0.14	0.054	Vérifiée
5	973,80	0.16	0.068	Vérifiée
4	1169,72	0.18	0.082	Vérifiée
3	1367,02	0.2	0.096	Vérifiée
2	1560,59	0.22	0.110	Vérifiée
1	1756,09	0.25	0.123	Vérifiée
RDC	1935,13	0.27	0.136	Vérifiée
Entre sol	2142,17	0.36	0.150	Vérifiée
Sous-sol	2332,74	0.36	0.164	Vérifiée

**8.2.Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) :**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivant est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \implies B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) + \left( \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right) \right]}$$

Avec :

- **B<sub>r</sub>**: section réduite du béton  $B_r = (a-2) \times (b-2)$ .
- **A<sub>s</sub>** : Section d'acier.
- $\gamma_b= 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).
- $\gamma_s= 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier.
- **α** : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

On a :

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} & \text{si } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

$l_f$  : la longueur de flambement,  $l_f=0,7 \times l_0$

$l_0=2,71$  m hauteur libre d'étages.

$$i = \text{rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ et } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

**Exemple de calcul**

✓ **vérification du poteau à la base (poteau sous-sol)**

on a :  $l_0=3,06 \longrightarrow l_f=0,7 \times 2.71 = 1.897 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0.6^2}{12}} = 0.173\text{m}$$

Ce qui donne :  $\lambda = \frac{1.897}{0.173} = 10.96 < 50$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.834$$

Selon le BAEL

$A_s \in [0.8\% B_r; 1.2\% B_r]$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

Donc d'après cette formule :  $B_r \geq \frac{N_u}{\left[\alpha \times \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)\right]\right]}$

Or dans notre cas,  $B_r = (60-2) \times (55-2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0.3074 \text{ m}^2 > 0.1267 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.13.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu(KN)	i(m)	λ	α	(Br ≥ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br	Br <sup>calc</sup>	
9	170.42	0.101	18.78	0.804	0.0988	0.00964	Vérifiée
8	372,73	0.101	18.78	0.804	0.0988	0.0210	Vérifiée
7	575,31	0.115	16.49	0.814	0.1328	0.0321	Vérifiée
6	774,15	0.115	16.49	0.814	0.1328	0.0432	Vérifiée
5	973,80	0.129	14.70	0.821	0.1718	0.0539	Vérifiée
4	1169,72	0.129	14.70	0.821	0.1718	0.0647	Vérifiée
3	1367,02	0.144	13.17	0.826	0.2158	0.0752	Vérifiée
2	1560,59	0.144	13.17	0.826	0.2158	0.0858	Vérifiée
1	1756,09	0.158	12.01	0.830	0.2648	0.0961	Vérifiée
RDC	1935,13	0.158	12.01	0.830	0.2648	0.1059	Vérifiée
ENTRE SOL	2142,17	0.173	10.96	0.833	0.3188	0.1169	Vérifiée
Sous-sol	2332,74	0.173	10.96	0.833	0.3188	0.1273	Vérifiée

**8.3. Vérification des conditions du RPA 99/2003**

Notre projet est implanté dans la zone II<sub>a</sub>, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 > \frac{h_e}{20} = 13.55 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

**9. Conclusion**

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté le pré dimensionnement suivant :

**Tableau II.14.** Pré-dimensionnements des éléments

Eléments		La longueur h(cm)	La largeur b (cm)	Epaisseur (cm)
P. principale		<b>35</b>	<b>30</b>	/
P. Secondaire		<b>30</b>	<b>30</b>	/
P .chainage		<b>30</b>	<b>30</b>	/
Voile		/	/	<b>15</b>
Corp. creux		/	/	<b>16+5</b>
Dalle pleine		/	/	<b>12</b>
Escalier	Palier	/	/	<b>15</b>
	volée	/	/	<b>15</b>

# *Chapitre III*



## Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

### 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)
- ✓ La dalle d'ascenseur
- ✓ Les poutres de chaînage
- ✓ L'acrotère
- ✓ Les escaliers

### 2. Calcul des planchers

#### 2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis en polystyrène) qui ne sont que des éléments de remplissage, de 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

##### 2.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les 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 (annexe E.1 du BAEL 91)

##### ❖ Condition d'application (BAEL .Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on sera de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2; 2G)$
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$
3. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

#### ❖ Application de la méthode

##### Moments aux appuis ( $M_a \leq 0$ )

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0 & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées} \\ -0,5M_0 & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives} \\ -0,4M_0 & \text{sur tous les autres appuis intermédiaires} \end{cases}$$

Avec :

-  $M_0$  : moment isostatique maximal dans la travée

✓ **Moment en travées**

(1).....  $M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [1,05M_{0i} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{0i}]$

(2).....  $M_{ti} \geq \begin{cases} \left[ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right] M_{0i} \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \\ \left[ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right] M_{0i} \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive} \end{cases}$

Avec

- $\alpha = Q / (G+Q)$  : Degré de surcharge ;
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée

✓ **Effort tranchant**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = q l / 2$  sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{Pour une poutre à deux travées} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{Pour une poutre à plusieurs travées} \end{cases}$

❖ **Méthode de Caquot (annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

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**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode**

✓ **Moment en travée**

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

$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (1-x) ; x = \frac{x}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

✓ **Moment en appui**

$M_i = \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$

Avec :

- $l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré
- $q_g, q_d$  : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré
- $l' = \begin{cases} 0,8 l \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- $M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée
- $l_i$  : 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  $G' = 2/3G$ .

**2.1.2. Type de poutrelle**

On distingue 7 types de poutrelle :

**Tableau III.1.**Types de poutrelle

Types	étage	Schéma statique
T1	Dans tous les étages	
T2	terrasse inaccessible	
T3	Dans tous les étages	
T4	Dans tous les étages	
T5	Tous les étages sauf entre sol	
T6	Dans tous les étages	
T7	Dans tous les étages	

**2.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l’application des méthodes de la RDM
- ✓ Poutrelles hyperstatiques (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

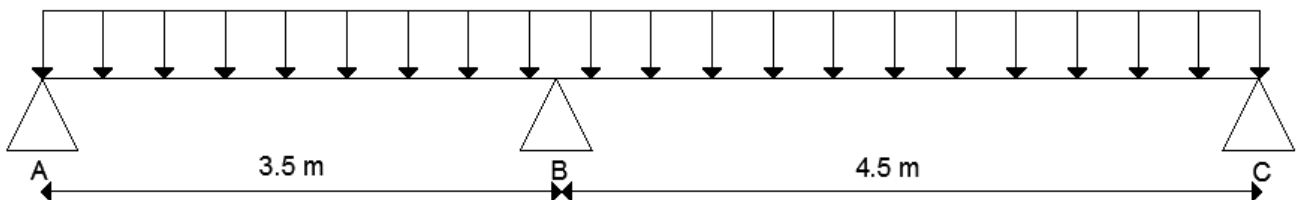
**Tableau III.2.**condition d’application de la méthode forfaitaire ou de Caquot

Types de poutrelles	Conditions d’application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
T1 et T2	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
T3,T4,T5 et T6	Non Vérifier	$Q = 1,5\text{KN/m}^2 \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ F P N I = Constant	Méthode de caquot minorée

Pour l’étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 1 du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (Type 3) du plancher étage courant.

**2.1.4. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T3)**

➤ **Schéma statique**



**Figure III.1.**schéma statique de la poutrelle

Les combinaisons d’actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

**Tableau III. 3.** charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaison d’actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Etage courant	4.17	1.5	0.65	ELU	$P_u = 1,35 G + 1,5Q$ $P_u = 7.880$	$q_u = p_u \times l_0$ $q_u = 5.122$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 5.67$	$q_s = p_s \times l_0$ $q_s = 3.686$

### 2.1.5. Calcul des sollicitations dans la poutrelle

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,5}{4,5} = 0,77 \notin [0,8; 1,25]$$

#### Calcul des moments

##### ✓ Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 2.78 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{ELU : } q' = 3.902 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_0$$

Avec :

$$M_0^1 = \begin{cases} \text{ELU : } 5,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 4,26 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad M_0^2 = \begin{cases} \text{ELU : } 9,86 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 7,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} \text{ELU : } -1,481 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -1,056 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \text{ELU : } - \frac{3,902 \times (3,5)^3 + 3,902 \times (4,5)^3}{8,5 \times (3,5 + 4,5)} \\ \text{ELS : } - \frac{2,782 \times (3,5)^3 + 2,782 \times (4,5)^3}{8,5 \times (3,5 + 4,5)} \end{cases}$$

$$M_B = \begin{cases} \text{ELU : } -7,689 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -5,482 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### ✓ Moment en travée

###### ➤ Travée AB

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,5}{2} - \frac{7,689}{5,122 \times 3,5} = 1,321 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \times \frac{x_0}{2} (1 - x_0) = q \times \frac{1,321}{2} (3,5 - 1,321) = 1,44 \times q = \begin{cases} \text{ELU} = 7,375 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = 5,307 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t^{AB} = \begin{cases} \text{ELU : } 7,375 - 7,689 \times \left(\frac{1,321}{3,5}\right) = 4,470 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 5,307 - 5,482 \times \left(\frac{1,321}{3,5}\right) = 3,237 \text{ KN.m} \end{cases}$$

###### ➤ Travée BC

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4,5}{2} + \frac{7,689}{5,122 \times 4,5} = 2,583 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \times \frac{x_0}{2} (1 - x_0) = q \times \frac{2,583}{2} (4,5 - 2,583) = 2,48 \times q = \begin{cases} \text{ELU} = 12,70 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = 9,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t^{BC} = \begin{cases} \text{ELU : } 12,70 - 7,689 \times \left(1 - \frac{2,583}{4,5}\right) = 9,406 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 9,14 - 5,482 \times \left(1 - \frac{2,583}{4,5}\right) = 6,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ L'effort tranchant

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l} \quad \text{Et} \quad V_0 = \frac{q_l}{2}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} = \frac{5,121 \times 3,5}{2} - \frac{7,689}{3,5} = 6,766 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{q_u \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} = -\frac{5,121 \times 3,5}{2} - \frac{7,689}{3,5} = -11,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = \frac{q_u \times l_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_2} = \frac{5,121 \times 4,5}{2} + \frac{7,689}{4,5} = 13,233 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_2} = -\frac{5,121 \times 4,5}{2} + \frac{7,689}{4,5} = -9,81 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III. 4.** Sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles  
Du sous-sol au 8<sup>ème</sup> étage

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>T1</b>	-1.176	/	7.843	8.964	-0.847	/	5.644
<b>T3</b>	-1.481	-7.689	9.406	13.233	-1,056	-5.482	6.79
<b>T4</b>	-1.481	-7.111	9.653	13.105	-1,056	-5.07	6.967
<b>T5</b>	-1.481	-5.789	7.488	11.663	-1,056	-4.127	5.425
<b>T6</b>	-0.797	-5.168	7.921	11.579	-0.568	-3.685	5.733
<b>Max</b>	-1.481	-7.689	9.653	13.233	-1,056	-5.482	6.967

**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles  
du 9<sup>ème</sup> étage (terrasse inaccessible)

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>T1</b>	-1.314	/	8.762	10.014	-0.957	/	6.381
<b>T2</b>	-1.549	/	10.328	10.872	-1.128	/	7.521
<b>T3</b>	-1.572	-8.158	10.692	14.687	-1.137	-5.9	7.804
<b>T4</b>	-1.572	-7.545	10.957	14.551	-1.137	-5.456	7.996
<b>T5</b>	-1.572	-6.142	8.673	13.021	-1.137	-4.442	6.346
<b>T6</b>	-0.845	-5.483	9.132	12.933	-0.611	-3.965	6.677
<b>Max</b>	-1.572	-8.158	10.957	14.687	-1.137	-5.9	7.996

**2.1.6. Ferrailage des poutrelles**

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrailage

Tableau III. 6. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.

Types	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU			ELS			
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	Effort Tranchant Vu(KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Etages courants	-1.481	-7.689	9.653	13.233	-1,056	-5.482	6.967
Terrasse inaccessible	-1.572	-8.158	10.957	14.687	-1.137	-5.9	7.996

Exemple de calcul du ferrailage du 9<sup>ème</sup> étage (terrasse inaccessible)

## Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 10.957 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8.158 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.572 \text{ KN.m} \\ V = 14.687 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7.996 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -5.9 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.137 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 10\text{cm}; \quad h = 21\text{cm}; \quad h_0 = 5\text{cm}; \quad d = 0,9 \times h = 18,9\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{Mpa}; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}.$$

## ➤ Calcul à l'ELU

## Calcul des armatures longitudinales

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

## a. En travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

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

Si  $M_t^{max} \geq M_{tu}$  l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Si  $M_t^{max} < M_{tu}$  l'axe 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 ( $b \times h$ ).

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \times \left( 0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,686 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 75,686 \text{ KN.m} > M_t = 10.957 \text{ KN.m}$$

Donc on fait un calcul d'une section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.957 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,033$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; \quad A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A} ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033} \right) = 0,0419$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,185 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{10.957 \times 10^{-3}}{0,185 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{calculé}}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$  .....condition vérifier

**b. En appui**

La table de compression est tendue, le béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

➤ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{8.158 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,189^2} = 0,161$$

$\mu_{bu} < 0,186$  Pivot A et  $\mu_{bu} < \mu_l \implies A' = 0$

**Calcul de A :**  $A_a = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,161}) = 0,221$

$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,172 \text{ m}$

$A_a^{inter} = \frac{8.158 \times 10^{-3}}{0,172 \times 348} = 1,36 \text{ cm}^2$

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

CBA93 (Art A.4.2.1)

$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$

$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 0,228 \text{ cm}^2$

$A_{min} < A_{calculé}$  .....condition vérifier

➤ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.572 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,189^2} = 0,031$$

$\mu_{bu} < 0,186$  Pivot A et  $\mu_{bu} < \mu_l \implies A' = 0$

**Calcul de A :**  $A_a = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,039$

$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,186 \text{ m}$

$A_a^{rive} = \frac{1.572 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$

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

CBA93 (Art A.4.2.1)

$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$

$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 0,228 \text{ cm}^2$

$A_{min} < A_{calculé}$  .....condition vérifier

➤ **Choix des barres**

**En travée :** ..... $A = 1,7 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Soit 3HA10 = 2,36  $\text{ cm}^2$

**En appui intermédiaire:** ..... $A = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Soit 2HA10 = 1,57  $\text{ cm}^2$

**En appui de rive :** ..... $A = 0,24 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Soit 1HA10 = 0,79  $\text{ cm}^2$



### ➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min \left( \phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{BAEL91(Article H.III.3)}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \min (10 \text{ mm}; 6 \text{ mm}; 10 \text{ mm} )$$

$$\phi_t \geq 5,71 \text{ cm} ; \text{ soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte pour } A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

### 2.1.7. Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification à l'ELU

##### ✓ Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14,687 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,189} = 0,777 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

FPN ;  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) & \rightarrow St \leq 17,01 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} & \rightarrow St \leq 57 \text{ cm} \\ \frac{0,8 f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)} & \rightarrow St \leq 124,08 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A. 5. 1. 2. 2)}$$

Avec :

-  $\alpha = 90^\circ$  Flexion simple, armature droite

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

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

##### ✓ Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant $V_u$

###### ❖ Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 14,687 \times 10^{-3}}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or, } A_l = A_{travé} + A_{appui} = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$$

###### ❖ Appui intermédiaire

On doit vérifier

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a^{inter}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 14,687 \times 10^{-3} + \frac{-8,158 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,189} \right) = -0,956 \text{ KN}$$

$A_l = -1,02 \text{ KN} < 0$  : Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort est négligeable

##### ✓ Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec } a = \min (0,9d ; (40 - 4)) = 17,01 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \leftrightarrow 14,687 < 113,54 \dots \dots \dots$  Vérifiée

##### ✓ Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \text{Tel que : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm} \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{14,687 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,189 \times 0,65 \times 0,05} = 0,731 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

### ➤ Les vérifications à L'ELS

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

#### a) Vérification des contraintes

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$  (BAEL E.III.2)

#### Remarque

Si  $H > 0$  L'axe neutre est passé par la table de compression; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ . il suffit de mettre  $b_0 = b$  et  $h_0 = 0$

Si  $H < 0$  L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

#### ❖ En travée

##### - Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18,9 - 5) = 24,4 \text{ cm}^3$$

$H > 0$  L'axe neutre est passé par la table de compression; d'où le calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

##### - Calcul de y et I

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

$$\frac{65}{2} \times y^2 + 15 \times 2,36 \times y - 15 \times 2,36 \times 18,9 = 0$$

$$32,2 \times y^2 + 35,4 \times y - 669,06 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c \quad ; \quad \Delta = 35,4^2 + 4 \times 32,2 \times 669,06 \quad ; \quad \Delta = 87428,088$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 4,04 \text{ cm}$$

##### - Moment d'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,04^3}{3} + 15 \times 2,36(18,9 - 4,04)^2 = 9245,697 \text{ cm}^4$$

#### • Contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,996 \times 10^{-3}}{9245,697 \times 10^{-8}} \times 4,04 \times 10^{-2} = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ En appui intermédiaire

##### - Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{10 \times 5^2}{2} - 15 \times 1,57 \times (18,9 - 5) = -202,34 \text{ cm}^3$$

$H < 0$  L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\frac{10}{2} \times y^2 + [(15 \times 1,57) + 5(65 - 10)] \times y - 15 \times 1,57 \times 18,9 - (65 - 10) \frac{5^2}{2} = 0$$

$$5 \times y^2 + 298,55 \times y - 1132,59 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c \quad ; \quad \Delta = 298,55^2 + 4 \times 5 \times 1132,59 \quad ; \quad \Delta = 111783,9025$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 3,58 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times 3,58^3}{3} + (65 - 10) \frac{(3,58 - 5)^3}{3} + 15 \times 1,57 \times (18,9 - 3,58)^2$$

$$I = 6468,876 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,9 \times 10^{-3}}{6468,876 \times 10^{-8}} \times 3,58 \times 10^{-2} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la flèche**

✓ **Condition de la vérification de la flèche**

**Données :**

$l = 4,5 \text{ m}$  ;  $M_{0s} = 10,55 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ts} = 5,9 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ts} = 0,56 M_{0s}$   
 La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B.6.5))}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B.6.5))}$$

$$\frac{A_t}{d \times b_0} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \text{(CBA 93)}$$

**Avec :**

- $h$  : est la hauteur de la poutrelle.
- $l$  : longueur de la travée.
- $M_{ts}$  : moment en travée à l'ELS.
- $M_{0s}$  : moment isostatique de cette travée à l'ELS.
- $A$  : section des armatures choisies.

Dans notre cas :

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0,21}{4,5} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- 2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0,21}{4,5} = 0,046 \leq \frac{5,9}{10 \times 10,55} = 0,056 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- 3)  $\frac{A_t}{d \times b_0} \geq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{A_t}{d \times b_0} = \frac{2,36}{189} = 0,013 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

La 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit Selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91.

✓ **Vérification de la flèche**

On a:

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

- $f_{gv}$  : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- $f_{gi}$  : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- $f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement
- $f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est de :  $l < 5m$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \implies f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm} \dots \text{CBA93.art (B.6.5.3)}$$

La flèche f est calculée par les expressions suivantes :

$$f = \begin{cases} \frac{M_t l^2}{10 E I_f} & \text{pour les travées (sur 2 appuis)} \\ \frac{M_t l^2}{10 E I_f} & \text{pour les consoles (1 seul appui)} \end{cases}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoin de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,560 \times q_s^g \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,560 \times q_s^j \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,560 \times q_s^p \times \frac{l^2}{8} \end{cases} ; \begin{cases} M_{ser}^g = 4,98 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 1,57 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 5,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

- $q_s^j = l_0 \times J$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- $q_s^g = l_0 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_s^p = l_0 \times p$  : La charge permanente + la charge d'exploitation

Donc :

- $G = 5,41 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $J = G - G_{revet} = 5,41 - (0,85 + 0,3 + 2,2 + 0,16 + 0,2) = 1,7 \text{ KN/m}^2$
- $P = G + Q = 6,41 \text{ KN/m}^2$

### ✓ Module de Young instantané et différé

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (Ad + A'd')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \times 21^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18,9}{(10 \times 21) + (65 - 10) \times 5 + 15 \times 2,36} = 6,84 \text{ cm}$$

### ❖ Moment d'inertie de la section homogène $I_0$ :

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

$$I_0 = \frac{65 \times 6,84^3}{3} + \frac{10 \times (21 - 6,84)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6,84 - 5)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18,9 - 6,84)^2 = 21432,01 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des coefficients  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b+3b_0) \times \rho} \\ \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \end{cases} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2,36}{18,9 \times 10} = 0,012$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,012} = 3,55 \dots \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 0,4 \times 3,28 = 1,31 \dots \dots \dots \text{Déformation différée} \end{cases}$$

❖ Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456,58 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

❖ Contraintes :

$\sigma_{st}$  : Contraintes effectives de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

Pour calculer  $\sigma_{st}$ , on doit calculer la position de l'axe Y et le moment d'inertie I

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

Si  $H > 0 \rightarrow$  le calcul se fait comme une section rectangulaire

Si  $H < 0 \rightarrow$  le calcul se fait comme une section en T

a) Calcul de H

$$H = 65 \frac{5^2}{2} - 15 \times 2,36(18,9 - 5) = 320,44 > 0$$

Donc le calcul se fait comme une section rectangulaire

❖ Calcul de y

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15 \times A \times y) - 15(A \times d)$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 669,06 = 0$$

$$Y = 4,02 \text{ cm}$$

❖ Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 4,02^3 + 15 \times 2,36(18,9 - 4,02)^2$$

$$I = 9245,64 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d - y)}{I} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 37,90 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^g = 120,22 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 142,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ Coefficients  $\mu$

$$\begin{cases} \mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,062 \\ \mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,533 \\ \mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,589 \end{cases}$$

❖ Inertie fictive ( $I_f$ )

On a

$$Y_G = 6,84 \text{ cm} \text{ Et } I_0 = 21432,01 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 19322,36 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8151,45 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7627,17 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13882,23 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0,507 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 3,81 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 4,83 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 6,71 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7,22 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7.** calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage courants	Travée	9,653	0,029	0,0372	0,186	1,49	1,48	2HA10 = 1,57
	Appui inter	7,689	0,151	0,207	0,173	1,27	0,228	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	1,481	0,029	0,0371	0,186	0,23	0,228	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	10,957	0,033	0,0419	0,185	1,70	1,48	3HA10 = 2,36
	Appui inter	8,158	0,161	0,221	0,172	1,36	0,228	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	1,572	0,031	0,039	0,186	0,24	0,228	1HA10 = 0,79

**Remarque :**

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8. Vérification nécessaire à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ MPa	Armatures longitudinales $A_l^{min} cm^2 \geq$		Bielle $V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \cdot f_{c2}$ (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 \times d} \right)$		
Etages courants	0,700 < 3,33	0,38 < 2,36	-0,919 < 3,14	13,233 < 113,54	0,658 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,777 < 3,33	0,42 < 3,15	-0,956 < 3,93	14,687 < 113,54	0,731 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Plancher	En travée				En appui			
	$M_s$ KN.m	$Y$ cm	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$M_s$ KN.m	$Y$ cm	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa
Etage courants	6,967	4,04	9245,697	3,04	5,482	3,58	6468,876	3,03
Terrasse inaccessible	7,996	4,04	9245,697	3,49	5,9	3,58	6468,876	3,26
Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ vérifiée				$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ vérifiée			

Tableau III.10. Vérification de la flèche à l'ELS

Plancher	Etage courant	Terrasse accessible
$M_{ser}^g (KN.m)$	4,98	4,033
$M_{ser}^j (KN.m)$	1,57	2,6
$M_{ser}^p (KN.m)$	5,91	5,48
$I_0 (cm^4)$	21432,01	19670,04
$\rho$	0,012	0,0083
$\lambda_i$	3,55	5,14
$\lambda_v$	1,31	2,056
$I (cm^4)$	9245,64	6514,1
$\sigma_{st}^j (MPa)$	37,90	93,94
$\sigma_{st}^g (MPa)$	120,22	145,71
$\sigma_{st}^p (MPa)$	142,67	197,99
$\mu_j$	0,062	0,296
$\mu_g$	0,533	0,470
$\mu_p$	0,589	0,576
$I_{fji} (cm^4)$	19322,36	8581,22
$I_{fgi} (cm^4)$	8151,45	6334,40
$I_{fpi} (cm^4)$	7627,17	5463,02
$I_{fgv} (cm^4)$	13882,23	11003,83
$f_{ji} (mm)$	0,507	1,89
$f_{gi} (mm)$	3,81	3,97

$f_{pi}$ (mm)	4,83	6,25
$f_{gv}$ (mm)	6,71	6,86
$\Delta f$	7,22	7,25
$f_{adm}$ (mm)	9	9
Observation	vérifié	vérifié

Tableau III.11.schemas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

2.1.8. Etude dalle de compression CBA (Art B.6.8.2.3)

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/ml.$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$  Car c'est du (Rond Lisse « RL »)

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,11}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/ml.$$

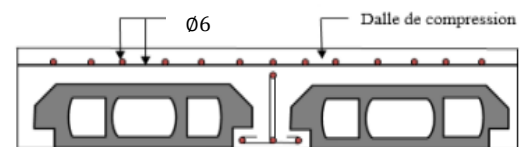


Figure III.2. Ferrailage de la dalle de compression

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 = 5\phi 6/ml \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} = 1.13 \text{ cm}^2 = 4\phi 6/ml \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$$

On opte pour des barres  $\phi 6$ .



## 2.2. Calcul 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.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$\rho \leq 0,4$  : la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0,4$  : la dalle travaille suivant les deux sens.

### 2.2.1. Calcul des sollicitations

#### ❖ Dalle D2 sur 03 appuis( Annexe E)

$$\rho = \frac{1,2}{3,15} = 0,38 < 0,4$$

La dalle travaille selon un seul sens :

Donc les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2}{3} q l_x^3 \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

La correction des moments pour tenir compte des semi-encastres :

$$\begin{cases} M_t^{x,y} = [0,75 \text{ à } 0,85] M_0^{x,y} \\ M_a^{x,y} = [-0,3 \text{ à } 0,5] M_0^{x,y} \end{cases}$$

#### ✓ Calcul des moments

$$\begin{cases} G = 4,53 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4,53 + 1,5 \times 3,5 = 11,36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4,53 + 3,5 = 8,03 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELU

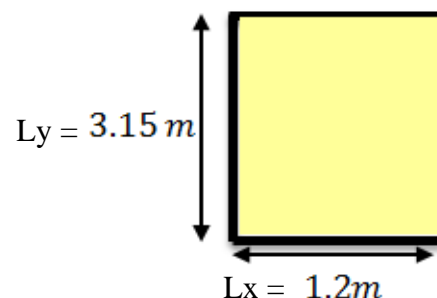
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{11,36 \times 1,2^2 \times 3,15}{2} - \frac{2}{3} \times 11,36 \times 1,2^3 = 12,68 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11,36 \times 1,2^3}{6} = 3,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 10,79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 2,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -5,07 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,4 \times M_0^y = -1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$



A L'ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{8,03 \times 1,2^2 \times 3,15}{2} - \frac{2}{3} \times 8,03 \times 1,2^3 = 8,96 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8,03 \times 1,2^3}{6} = 2,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 7,62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 1,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -3,58 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,4 \times M_0^y = -0,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 2.2.2. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple et est calculé comme une poutre rectangulaire pour une bande de 1 ml.

a) En travée

✓ Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10,79 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09^2} = 0,094$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A ; } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094}) = 0,123$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,085 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{10,79 \times 10^{-3}}{0,085 \times 348} = 3,64 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{\text{calculé}} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ car il s'agit de barres HA Fe400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 3,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) En appui

✓ Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5,07 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09^2} = 0,044$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A ; } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_a^x = \frac{M_a^x}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,087 \text{ m}$$

$$A_a^x = \frac{5,07 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{\text{calculé}} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ car il s'agit de barres HA Fe400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 1,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres :**

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_t = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } A_a = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **L'espacement**

1) **En travée**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 20 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91 /99 (A.8.2,42)}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

2) **En appui**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_y = A_t/4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/99})$$

Soit  $A_y = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec:

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \tau_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \text{Avec } V = \frac{q \times l}{2} = 6,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \tau_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25$$

$\tau_u = 0,075 \text{ MPa} < \tau_u = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - (15 \times A_s \times d) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 530,55 = 0$$

$Y = 2,72 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \rightarrow 33,33 \times 2,72^3 + 15 \times 3,93 \times (9 - 2,72)^2$$

$I = 2995,61 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \frac{7,62 \times 10^{-3}}{2995,61 \times 10^{-8}} \times 2,72 \times 10^{-2}$$

$6,92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s^t}{I} (d - Y) \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$\sigma_{st} = 239,61 \text{ MPa} > 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

Remarque : la condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{7,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 4,66 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve  $\alpha = 0,32$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = \frac{7,62 \times 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,32}{3}\right) 201,63} = 4,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$A_y = A_s/4 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  .....( BAEL91/99)

Soit  $A_y = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec:

$$S_t \leq \begin{cases} \text{min}(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.12.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Type	Sollicitation							
	ELU					ELS		
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)
D1	4.40	3.45	2.07	12.02	13.82	3.65	3.11	1.72
D2	10,78	/	5,07	6,81	/	7,62	/	3,58
D3	35,67	/	16,78	8,51	/	25,40	/	11,96
D4	2,37	0,59	1,12	5,51	13,70	1,74	0,60	0,82
D5	8,02	4,92	3,77	13,62	17,79	6,41	4,64	3,02
D6	1,55	0,52	0,73	5,03	4,11	1,18	0,59	0,55
D7	1.078	/	/	4.79	/	0.79	/	/
D'2	10,10	/	4,75	6,39	/	7,38	/	3,47

**Tableau III.13.** ferrailage la dalle à la flexion simple

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
D1	X-X	4.40	0.038	0.049	0.088	1.43	1.008	3HA10=2.36
	Y-Y	3.45	0.030	0.038	0.088	1.12	0.96	3HA10=2.36
	appui	2.07	0.018	0.023	0.089	0.67	1.008	3HA10=2.36
D2	X-X	10,78	0.093	0.123	0.085	3.64	0.96	5HA12=5.65
	appui	5,07	0.044	0.056	0.087	1.66	0.96	3HA10=2.36
D3	X-X	35,67	0.311	0.481	0.073	14.11	0.96	5HA20=15.71
	appui	16,78	0.146	0.198	0.083	5.82	0.96	4HA14=6.16
D4	X-X	2,37	0.0207	0.026	0.089	0.76	1.21	3HA10=2.36
	Y-Y	0,59	0.0052	0.0064	0.089	0.19	0.96	3HA10=2.36
	appui	1,12	0.0097	0.012	0.089	0.35	1.21	3HA10=2.36
D5	X-X	8,02	0.0699	0.090	0.087	2.66	1.05	4HA10=3.14
	Y-Y	4,92	0.0429	0.054	0.088	1.61	0.96	3HA10=2.36
	appui	3,77	0.0329	0.042	0.088	1.23	1.05	3HA10=2.36
D6	X-X	1,54	0.0134	0.016	0.089	0.45	1.14	3HA10=2.36
	Y-Y	0,52	0.0045	0.005	0.089	0.16	0.96	3HA10=2.36
	appui	0,73	0.0063	0.007	0.089	0.23	1.14	3HA10=2.36
D7	X-X	1.078	0.0094	0.012	0.089	0.345	0.96	3HA10=2.36
D'2	X-X	10,10	0.0880	0.115	0.085	3.38	0.96	3HA12=3.39
	appui	4,75	0.0414	0.052	0.088	1.55	0.96	3HA10=2.36

Tableau III.14. Vérification de l'effort tranchant

	$V_u$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs	$V_y$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
D1	12.02	0.013 < 1,17	vérifiée	13.82	0.015 < 1,17	vérifiée
D2	6.81	0.075 < 1,17	vérifiée	/	/	/
D3	8,51	0.094 < 1,17	vérifiée	/	/	/
D4	5,51	0.061 < 1,17	vérifiée	13,70	0.152 < 1,17	vérifiée
D5	13,62	0.015 < 1,17	vérifiée	17,79	0.02 < 1,17	vérifiée
D6	5,03	0.056 < 1,17	vérifiée	4,11	0.045 < 1,17	vérifiée
D7	4.79	0.053 < 1,17	vérifiée	/	/	/
D'2	6,39	0.071 < 1,17	vérifiée	/	/	/

Tableau III.15. vérifications des contraintes à l'ELS

Types	Sens	$M_s$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
D1	X-X	3.65	2.19	1991.8	4.03 < 15	vérifiée	187,25 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	3.11	2.19	1991.8	3.42 < 15	vérifiée	159,20 < 201.63	Vérifiée
	appui	1.72	2.19	1991.8	1.89 < 15	vérifiée	88.12 < 201.63	Vérifiée
D2	X-X	7,62	2.72	2995.6	6.92 < 15	vérifiée	239,61 > 201.63	N.Vérifiée
	appui	3,58	2.19	1991.8	3.95 < 15	vérifiée	183,70 < 201.63	Vérifiée
D3	X-X	25,40	4.56	7806.1	14.87 < 15	vérifiée	216,29 > 201.63	N.Vérifiée
	appui	11,96	3.25	4199.2	9.27 < 15	vérifiée	245,23 > 201.63	N.Vérifiée
D4	X-X	1,74	2.19	1991.8	1.92 < 15	vérifiée	89,51 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	0,60	2.19	1991.8	0.67 < 15	vérifiée	31,25 < 201.63	Vérifiée
	appui	0,82	2.19	1991.8	0.90 < 15	vérifiée	42,12 < 201.63	Vérifiée
D5	X-X	6,41	2.47	2510.7	6.32 < 15	vérifiée	249,79 > 201.63	N.Vérifiée
	Y-Y	4,64	2.19	1991.8	5.12 < 15	vérifiée	238,06 > 201.63	N.Vérifiée
	appui	3,02	2.19	1991.8	3.32 < 15	vérifiée	154,62 < 201.63	Vérifiée
D6	X-X	1,18	2.19	1991.8	1.29 < 15	vérifiée	60,27 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	0,59	2.19	1991.8	0.65 < 15	vérifiée	30,16 < 201.63	Vérifiée
	appui	0,55	2.19	1991.8	0.61 < 15	vérifiée	28,36 < 201.63	Vérifiée
D7	X-X	0,79	2.19	1991.8	0.87 < 15	vérifiée	40,51 < 201.63	Vérifiée
D'2	X-X	7,38	2.56	2668.2	7.08 < 15	vérifiée	267,22 > 201.63	N.Vérifiée
	appui	3,47	2.19	1991.8	3.82 < 15	vérifiée	177,89 < 201.63	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de plusieurs dalles n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS (comme le détail dans l'exemple de calcul) Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.16. recalculon des sections d'armatures

Types	Sens	$M_s$ (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{calc}$ $cm^2$	$A_{adop}$ $cm^2$	$A_y$
D2	X-X	7,62	0.0046	0.32	4.70	5HA12=5.65	3HA8=1.51
D3	X-X	25,40	0.0155	0.52	16.93	6HA20=18.85	4HA14=6.16
	appui	11,96	0.0073	0.39	7.57	4HA16=8.04	3HA10=2.36
D4	X-X	6,41	0.0039	0.30	3.92	4HA12=4.52	3HA10=2.36
	Y-Y	4,64	0.0028	0.26	2.80	4HA10=3.14	3HA8=1.51
D'2	X-X	7,38	0.0046	0.32	4.55	5HA12=5.65	3HA8=1.51

➤ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

12cm < 13,36cm ... Non vérifiée

1,51cm<sup>2</sup> < 4,5cm<sup>2</sup> ... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

12cm > 5.1cm ... vérifiée

5.65cm<sup>2</sup> > 4,5cm<sup>2</sup> ... Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D3**

12cm > 7.43cm..... vérifiée

18.85cm<sup>2</sup> > 4,5cm<sup>2</sup>.....Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D4**

12cm > 7.22cm..... vérifiée

1,51cm<sup>2</sup> < 4,5cm<sup>2</sup>..... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D5**

12cm < 17.85cm..... vérifiée

4.52cm<sup>2</sup> > 4,5cm<sup>2</sup> ... non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D6**

12cm > 6.58cm..... vérifiée

1,51cm<sup>2</sup> < 4,5cm<sup>2</sup>..... vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D7**

12cm > 2.25cm..... Vérifiée

2.36cm<sup>2</sup> < 4,5cm<sup>2</sup>..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D'2**

12cm > 5.1cm..... vérifiée

5.65cm<sup>2</sup> > 4,5cm<sup>2</sup>.....non vérifiée

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches

Tableau III.17.Vérification de la flèche à l'ELS

		$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}(mm)$	Obs
<b>D1</b>	X-X	1.117	0.252	0.687	0.372	1.18 < 6.3	vérifiée
	Y-Y	1.173	0.265	0.612	0.391	1.13 < 7	vérifiée
<b>D2</b>	X-X	0.427	0.076	0.488	0.184	0.65 < 2.4	vérifiée
<b>D3</b>	X-X	3.149	0.879	2.303	1.391	3.18 < 3.5	vérifiée
<b>D5</b>	X-X	10.935	2.852	11.436	5.748	13.77 > 8.4	Non vérifiée
	Y-Y	3.576	0.807	3.086	1.192	4.66 < 10.15	vérifiée
<b>D'2</b>	X-X	0.756	0.076	0.465	0.374	0.77 < 2.4	vérifiée

On remarque que la flèche de la dalle 5 (Annexe E) dans le sens (X-X) n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armature

$$A_{D5}^{X-X} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Tableau III.18.vérification de la flèche après l'augmentation de la section d'armature

		$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}(mm)$	Observation
<b>D5</b>	X-X	4.110	0.806	3.768	1.639	5.34 < 8	vérifiée

Le ferrailage final des dalles pleines illustrées dans le tableau suivant

Tableau III.19. Le ferrailage final des dalles pleines

sens	X-X	Y-Y	APPUI	St		
				X-X	Y-Y	Appui
<b>D1</b>	3HA10=2.36	3HA10=2.36	3HA10=2.36	33	33	33
<b>D2</b>	5HA12=5.65	/	3HA10=2.36	20	/	33
<b>D3</b>	6HA20=18.85	/	4HA16=8.04	15	/	25
<b>D4</b>	3HA10=2.36	3HA10=2.36	3HA10=2.36	33	33	33
<b>D5</b>	5HA12=5.65	4HA10=3.14	3HA10=2.36	20	25	33
<b>D6</b>	3HA10=2.36	3HA10=2.36	3HA10=2.36	33	33	33
<b>D7</b>	3HA10=2.36	/	/	33	/	/
<b>D'2</b>	5HA12=5.65	/	3HA10=2.36	20	/	33

Tableau III.20.les armatures de répartitions et les espacements dans les dalles qui travail d'une seule direction

		D2	D3	D'2
Ay	A cm <sup>2</sup>	3HA10=1.51	5HA12=5.65	3HA10=2.36
	St (cm)	33	20	33

❖ Schémas de ferrailages

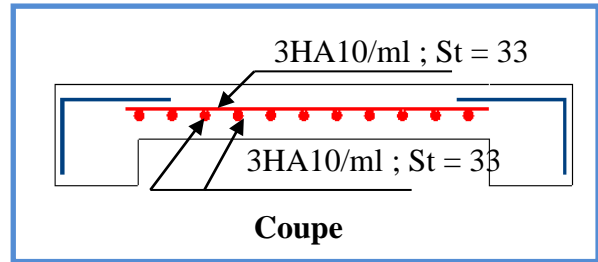
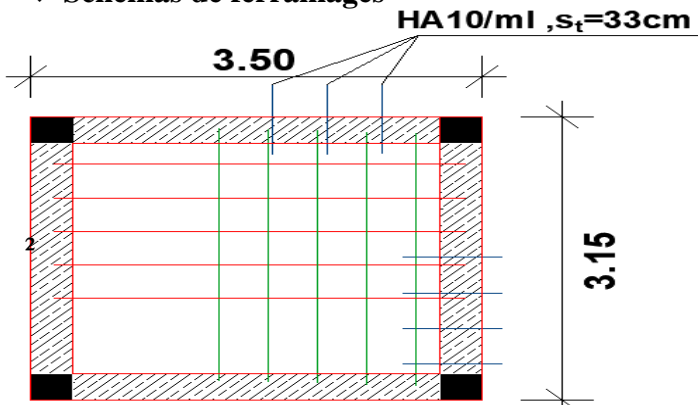


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle D1

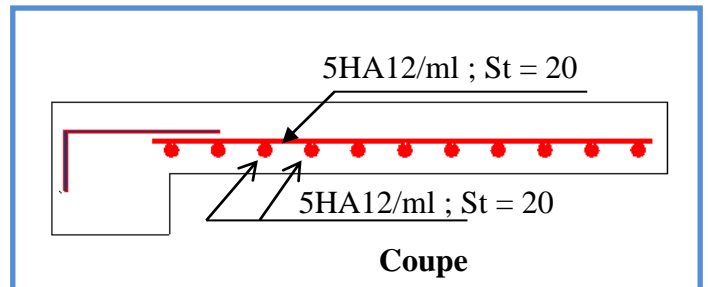
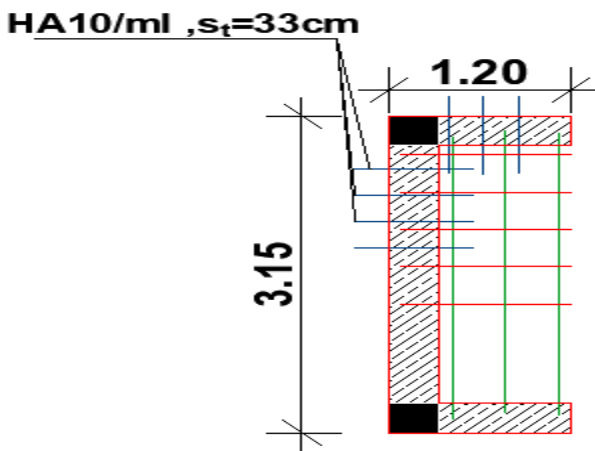


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle D2

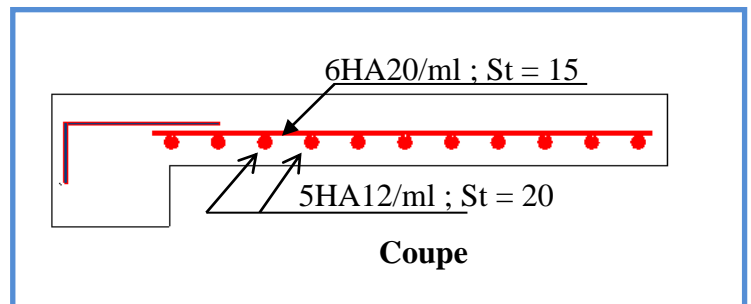
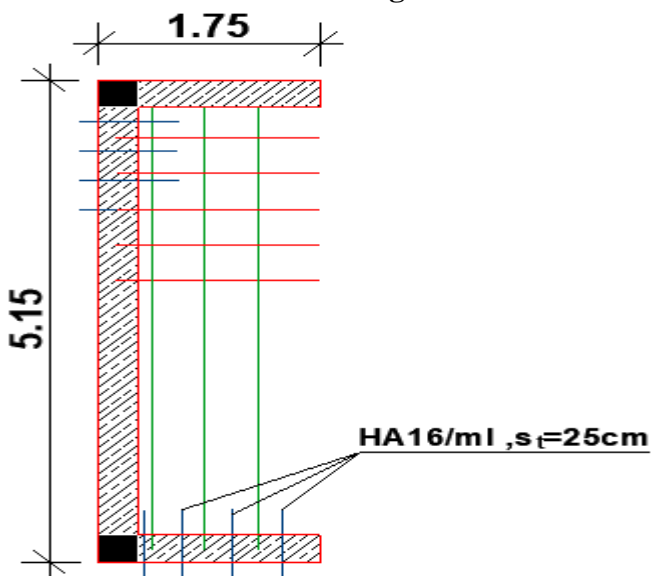


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle D3



Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définis comme suite :

$$A'_x = 1.55 * 2.36 = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A'_x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A'_y = 2 * 2.36 = 4.72 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A'_y = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$l_a = a + b + 2l_s ; \quad l_b = a + b + 2l_s$$

$$l_a = 1.55 + 2 + (2 \times 40 \times 0.012) = 4.51 \text{ m}$$

$$l_b = 1.55 + 2 + (2 \times 40 \times 0.012) = 4.51 \text{ m}$$

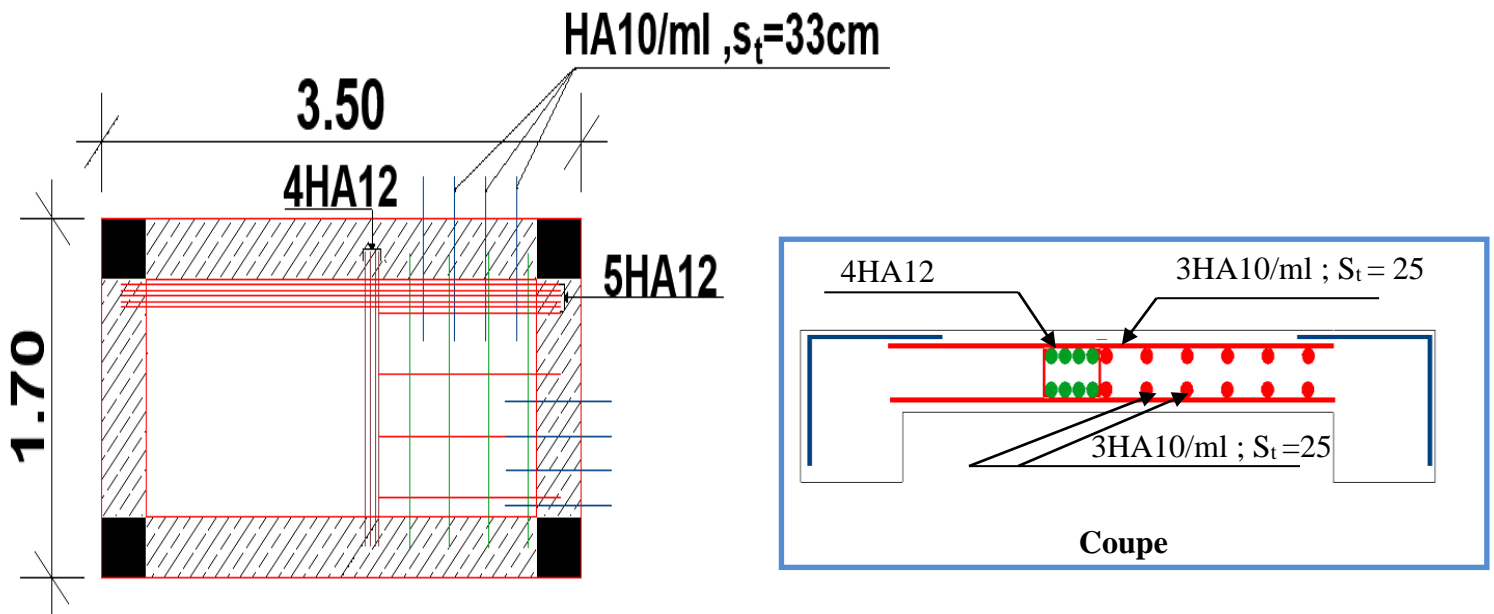


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D4

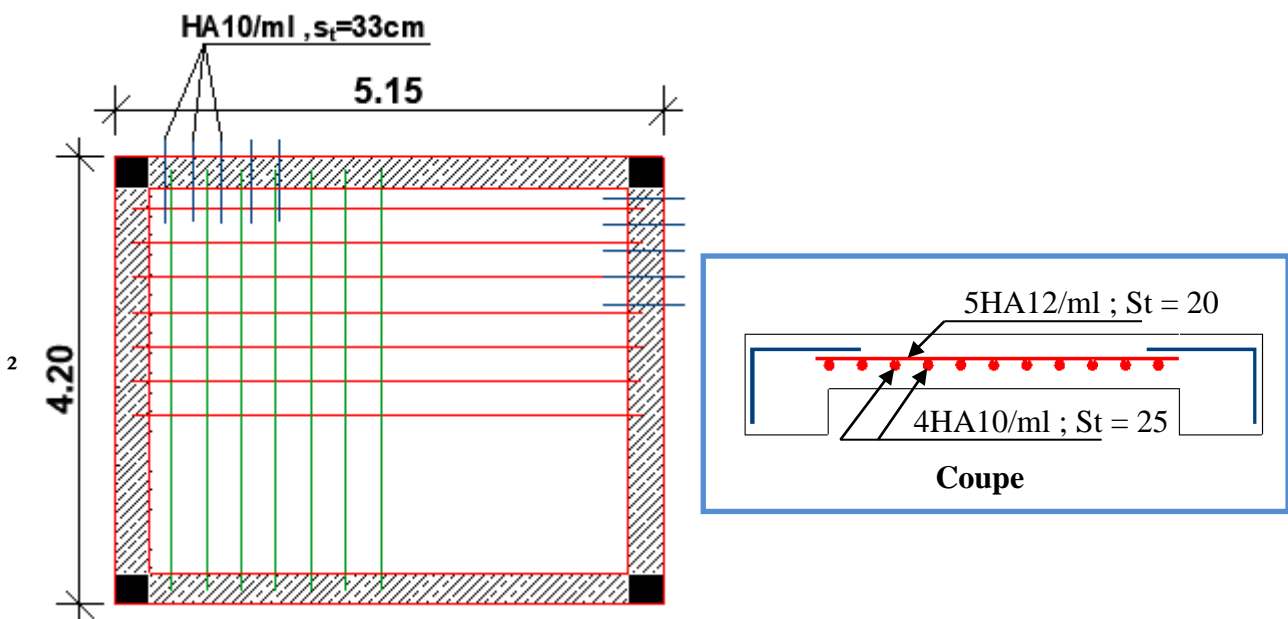


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D5

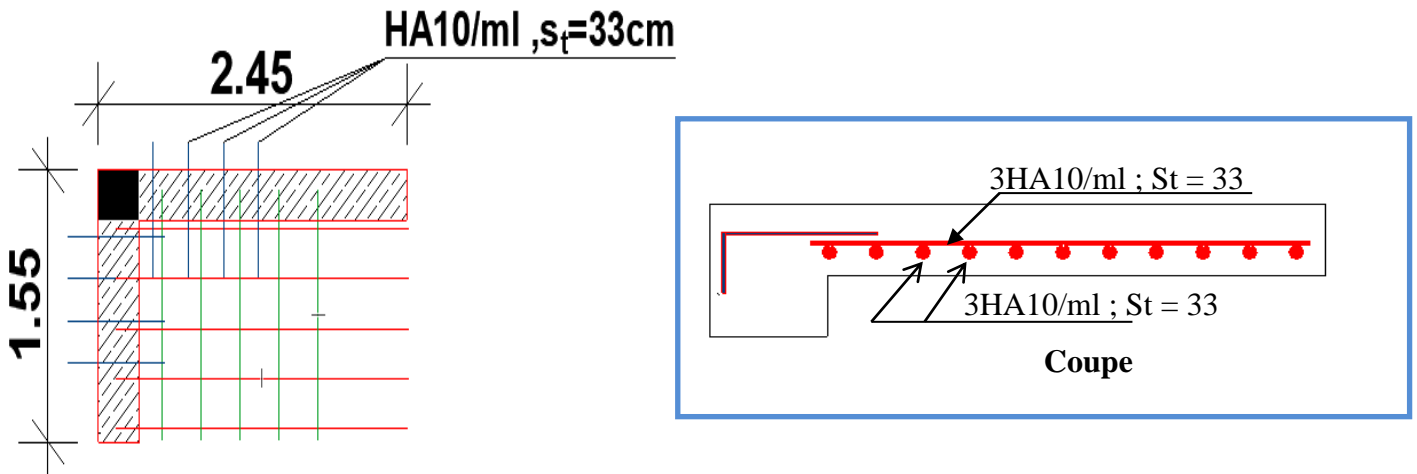


Figure III.8.Schéma de ferrailage de la dalle D6

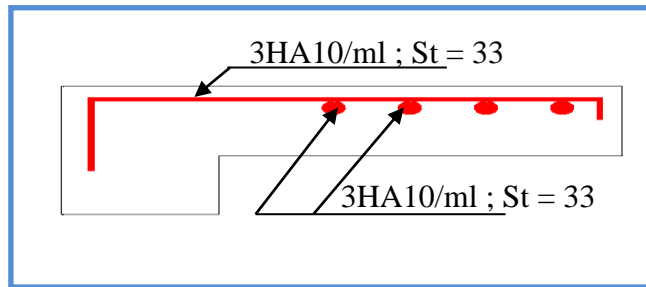


Figure III.9.Schéma de ferrailage de la dalle D7

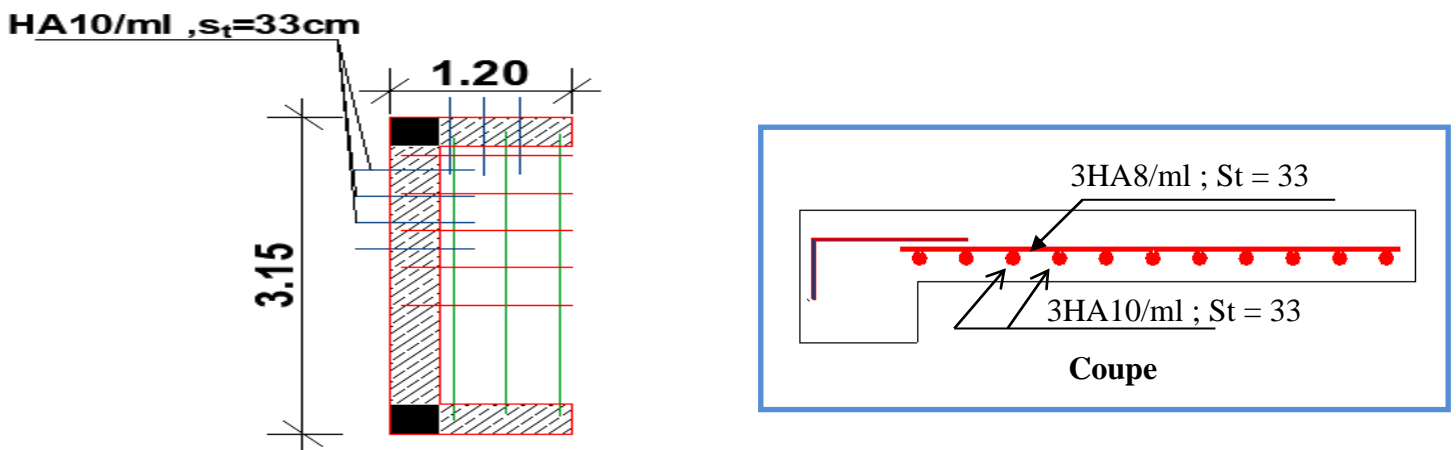


Figure III.10.Schéma de ferrailage de la dalle D'2

**3. Etude de l'ascenseur**

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

Elle 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 conçu pour 08 personnes

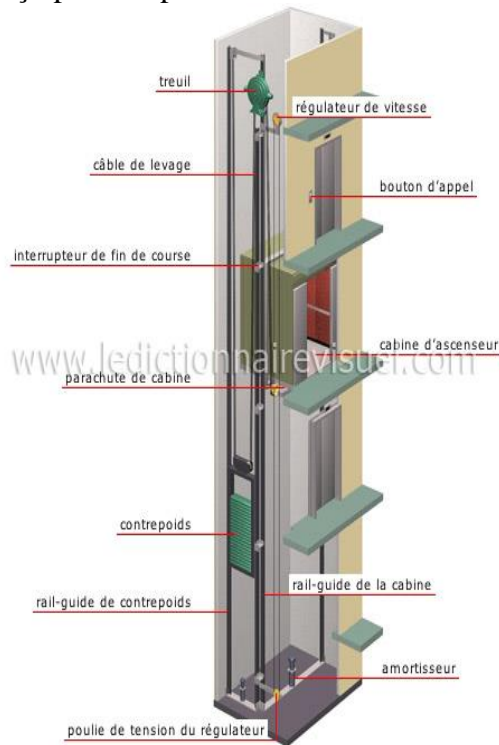


Figure III.11. Schema statique d'un ascenseur

**3.1. Les caractéristique**

- $V=1,6$  m/s :vitesse de levage
- $P_m=15$  KN :Charge due à la salle de machine
- $D_m=51$  KN :charge due au poids propre de l'ascenseur
- $F_c= 145$  KN : charge due à la rupture des câbles
- Course maximale = 50 m
- $B_s * T_s = 1,5 * 1,95$  m<sup>2</sup> dimensions de la gaine
- Le poids propre de l'ascenseur est de 630 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1) Dalle de la salle machine (locale)
- 2) Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

**3.2. Dalle de la salle machine**

- $h_0$  : épaisseur de la dalle
- $h$  : épaisseur de revêtement
- $a_0$  et  $U$  sont // à  $l_x$
- $b_0$  et  $V$  sont // à  $l_y$
- 

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$  le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 12 + 2 \times 0,75 \times 5 = 99,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 12 + 2 \times 0,75 \times 5 = 99,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments de levage :**

❖  $M_1^x$  et  $M_1^y$  du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + V \times M_2)q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + V \times M_1)q(U \times V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de

$U/L_x$ ,  $V/L_y$  et  $\rho$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,77 \quad ; \quad \frac{U}{l_x} = 99,5 / 150 = 0,66 \quad ; \quad V/l_y = 99,5 / 195 = 0,51$$

Soit  $M_1 = 0,064$  ;  $M_2 = 0,085$

Avec  $\nu = 0$  à l'ELU et  $\nu = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 p = 1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,064 \times 97,605 \times (0,995 \times 0,995) \rightarrow M_1^x = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,085 \times 97,605 \times (0,995 \times 0,995) \rightarrow M_1^y = 8,21 \text{ KN.m}$$

❖  $M_2^x$  et  $M_2^y$  du aux poids propre de la dalle

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,77 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travail dans deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0596 \quad ; \quad \mu_y = 0,5440$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 6,6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 6,6 + 1,5 \times 1 = 10,41 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0596 \times 10,41 \times 1,5^2 = 1,39 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,5440 \times 1,39 = 0,77 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,18 + 1,39 = 7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,21 + 0,77 = 8,98 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_y = -3,59 \text{ KN}$$

Tableau III.21.ferraillage de la dalle d'ascenseur

position		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A^{min}$ cm <sup>2</sup>	$A^{adop}$ cm <sup>2</sup>
Travée	X-X	7,57	0.0438	0,0560	0.088	2,47	1.2	4HA12=4,52
	Y-Y	8,98	0.04003	0,0511	0.088	2,93	1.2	4HA12=4,52
Appui		-3,59	0.01601	0.0202	0.089	1,16	1.2	3HA10=2,36

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$  avec :  $U_c$  périmètre du rectangle d'impact

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (99.5 + 99.5) = 398 \text{ cm}$

$97,605 \leq \frac{0.045 \times 3.98 \times 0.12 \times 25 \times 10^3}{1.5} \rightarrow 97,605 \text{ KN} \leq 358.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97,605}{3 \times 0.995} = 32,70 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{32,70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.36 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Calcul à P'ELS**

Moment engendré par le système de levage

$q_{ser} = 72,3 \text{ KN}$

$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2)q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1)q(U \times V) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,064 + 0.2 \times 0,085) \times 72,3 \times (0,995 \times 0,995) \\ M_2^x = (0,085 + 0.2 \times 0,064) \times 72,3 \times (0,995 \times 0,995) \end{cases}$

$M_1^x = 5,80 \text{ KN.m}$

$M_1^y = 7,01 \text{ KN.m}$

Moment du au poids propre de la dalle :

$q_s = 6,6 + 1 = 7,6 \text{ KN/ml}$

$M_2^x = 0,0596 \times 7,6 \times 1.5^2 = 1,02 \text{ KN.m}$

$M_2^y = 0,5440 \times 1,02 = 0,55 \text{ KN.m}$

La superposition des moments:

$M_x = M_1^x + M_2^x = 5,8 + 1,02 = 6,82 \text{ KN.m}$

$M_y = M_1^y + M_2^y = 7,01 + 0,55 = 7,56 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$M_{tx} = 0.85M_x = 5,8 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85M_y = 6,43 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = -0.4M_y = -3,02 \text{ KN.m}$

Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS :

Position		$M_S$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
Travée	X-X	5,8	4,52	2,43	3644,03	$3,88 < 15$	$156,86 < 201,63$	vérifiée
	Y-Y	6,43	4,52	2,18	3826,95	$3,66 < 15$	$171,88 < 201,63$	vérifiée
Appui		-3,02	2,36	1,63	2204,32	$2,23 < 15$	$151,46 < 201,63$	vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

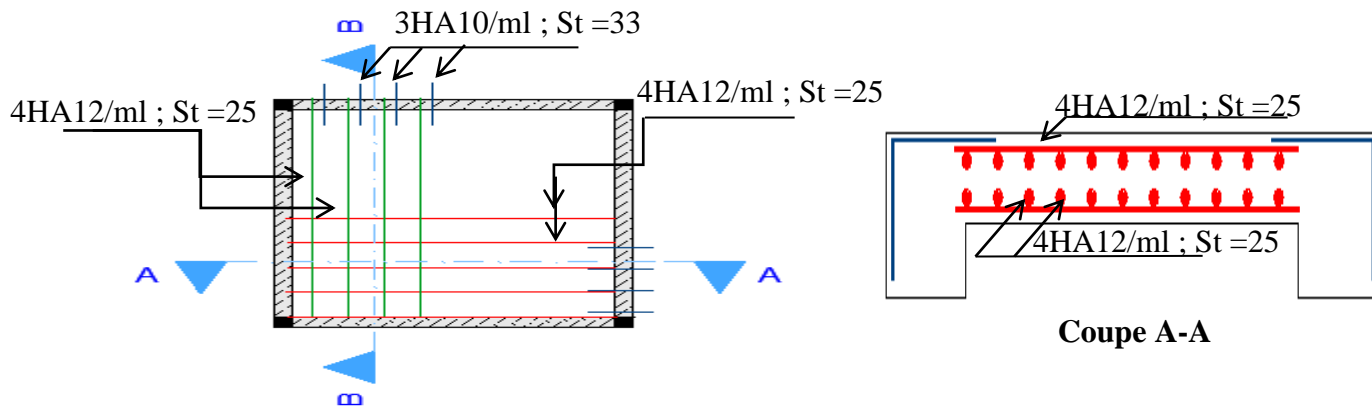


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la salle machine

4. Etude de la poutre de chaînage

4.1. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- ❖ Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- ❖ Poids de la double cloison :  $G_c = 2,92 \times (3,06 - 0,3) = 8,06 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

$$q_u = 1,35 \times (2,25 + 8,06) + (1,5 \times 1) = 15,42 \text{ KN/ml} \begin{cases} M_0^u = q_u \frac{l^2}{8} = 19,74 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \frac{l}{2} = 24,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$q_s = (2,25 + 8,06) + 1 = 11,31 \text{ KN/ml} \begin{cases} M_0^s = q_s \frac{l^2}{8} = 14,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments

En travée  $\begin{cases} M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 16,78 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,85 \times M_0^s = 12,30 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui  $\begin{cases} M_a^u = -0,3 \times M_0^u = -5,92 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,3 \times M_0^s = -4,34 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Ferrailage

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	a	z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	16,78	0,050	0,064	0,273	1,77	1,01	3HA10=2,36
En appui	5,92	0,022	0,028	0,277	0,61	1,01	3HA10=2,36

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,67 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

✓ Calcul les armatures transversales

On fixe St = 15 cm et on calcule  $A_{trans}$

$$A_{tran} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{b \times st (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{f_e} = -0,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit un cadre Ø8+ un étrier Ø8  $\Rightarrow A_{trans} = 4\text{Ø}8 = 2.1 \text{ cm}^2$

✓ Vérification à L'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée)

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.24. Vérification des contraintes à ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	12,30	6.89	17587	4,81	15	Vérifier
En appuis	4,34	6.89	17587	1,70	15	Vérifier

❖ Les vérifications de la flèche

$$1) \frac{h}{L} \geq \max \left[ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \rightarrow \frac{0,3}{3,2} = 0,093 \geq \frac{12,3}{144,7} = 0,085 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,83 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,28} = 0,00456 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) L = 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Schéma de ferrailage  
3HA10

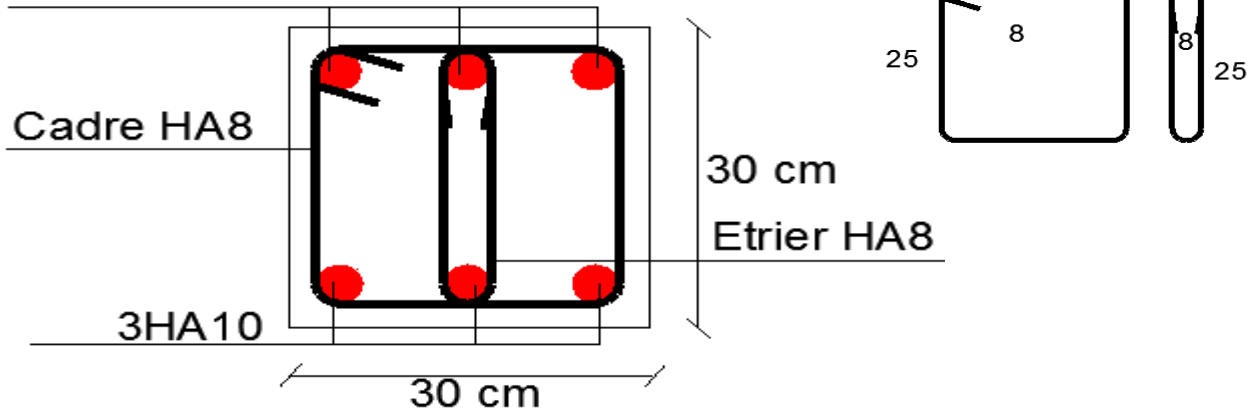


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

5. Etude de l'acrotère

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

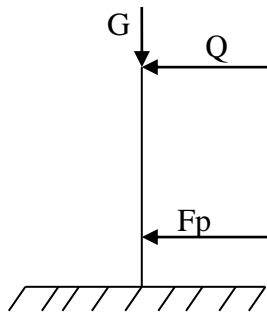


Figure III. 14. Schéma statique de l'acrotère

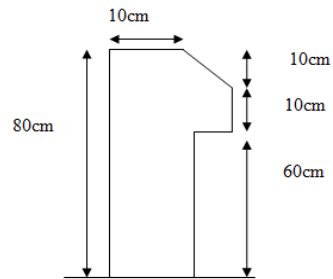


Figure III.15. coupe transversale de l'acrotère

❖ Charge permanente

Poids propre  $\begin{cases} G = \gamma_b \times S \times 1 \\ G = 25 \times 0,095 = 2,375 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Enduit de ciment

$G^{rev} = \gamma_c \times e = 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$

Donc  $G_{tot} = W_p = 2,73 \text{ KN/ml}$

❖ La surcharge d'exploitation

$Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99(Art 6.2.3)}$

On a les données suivantes :

$$\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa) : coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 \text{ : facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,73 \text{ KN/ml : poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,73 = 1,31 \text{ KN}$



➤ Calcul des sollicitations

a) Centre de gravité

$$X_c = \frac{\sum A_i \times X_c}{A_i} \quad \text{Et} \quad Y_c = \frac{\sum A_i \times Y_c}{A_i}$$

$$X_c = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,05 + 0,1 \times 0,1 \times 0,15 + 0,1 \times 0,05 \times 0,133}{0,095} = 0,065m$$

$$Y_c = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,4 + 0,1 \times 0,1 \times 0,65 + 0,1 \times 0,05 \times 0,733}{0,095} = 0,44m$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$\begin{cases} N_G = 2,73 \text{ KN/m} \\ M_G = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \\ M_Q = Q \times h = 0,8 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{FP} = 0 \\ M_{FP} = 1,31 \times 0,44 = 0,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bande de 1m.

Tableau III.25. Les sollicitations de calcul

sollicitations	Les combinaisons		
	accidentelle	ELU	ELS
	<b>G + Q + E</b>	<b>1,35G+1,5Q</b>	<b>G+Q</b>
<i>N (KN)</i>	2,73	3,69	<b>2,73</b>
<i>M(KN.m)</i>	1,38	1,2	<b>0,8</b>

c) Ferrailage

Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,38}{2,73} = 0,505m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13m$$

Donc on a :  $e_1 = 0,505m > \frac{H}{6} = 0,13m$  ....section partiellement comprimée SPC

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e = e_2 + e_1 + e_a$$

Tel que

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right); e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + a \times \Phi) \quad \text{et} \quad a = \frac{M_G}{M_Q + M_G}$$

Avec :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$  : Excentricité structurelle.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$a$  : 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.

$\Phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement ;  $L_f = 2L_0 + 2 \times 0,8 = 1,6$  m

$h$  : hauteur de la section égale à 10cm.

$a = 0$  ;  $e_2 = 0,0154m$  ;  $e_a = 2$  cm

**Donc**  $e = 0,505 + 0,0154 + 0,02 = 0,54$  m

**Position de centre de pression**

On a :  $e_G = 0,505m > \frac{h}{2} = 0,05m \longrightarrow$  ( C ) est à l'extérieur de la section

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$d = 8$  cm ;  $h = 10$  cm

$$M_{uA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,38 + 2,73 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,46KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,46 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$a = 0,020$$

$$Z = 0,079$$
 m

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times Z} = \frac{0,00146}{348 \times 0,079} = 0,53$$
 cm<sup>2</sup>

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,53 \times 10^{-4} - \frac{0,00273}{348} = 0,45$$
 cm<sup>2</sup>

❖ **Les vérifications à L'ELU**

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966$$
 cm<sup>2</sup>

$$A_{min} = 0,966cm^2 > A_s = 0,45cm^2$$

✓ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50$$
 cm<sup>2</sup>

✓ **Choix des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,966 \text{ cm}^2/ml \text{ On adopte } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01} \text{ cm}^2/ml \\ A_r = 0,50 \text{ cm}^2/ml \text{ On adopte } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01} \text{ cm}^2/ml \end{array} \right.$$

✓ **Espacement**

Armature principale  $St \leq \frac{100}{4} = 25$  cm on adopte  $St = 25$  cm.

Armature de répartition  $St \leq \frac{100}{4} = 25$  cm on adopte  $St = 25$  cm.

✓ **Les vérifications au cisaillement**

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

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

$$ELU : V_u = 1.5Q = 1.5 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,0015}{1 \times 0,08} = 0,019 MPa < 2,5 MPa \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

$$ELA : V_u = Q + F_p = 1 + 1.31 = 2.31$$

$$\tau_u = 0.029 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

❖ **Les vérifications à L'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$F.N \longrightarrow \sigma = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}\right) = 201,63 MPa \text{ avec } \eta = 1,6 (HA)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

**Calcul de y**

$$y = y_c + c$$

Avec

$e_G$ : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,8}{2,73} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,323m$$

$$e_1 = 0,323m > d = 0,08 m \quad \text{Donc C a l'extérieur}$$

$$c = 0,08 - 0,323 = -0,243 m$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \\ q = -2 \times c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0,243)^2 + \frac{90 \times 0,000201}{1}(0,08 + 0,243) = -0,171m^2 \\ q = -2 \times (-0,243)^3 - \frac{90 \times 0,000201}{1}(0,08 + 0,243)^2 = 0,027m^2 \end{cases}$$

En remplaçant q et p dans (1), sa résolution donne :

$$-c \leq y_c \leq h - c$$

$$0,243 \leq y_c \leq 0,343m$$

$$\text{On prend } y_c = 0,293m$$

$$\text{Donc } y_{ser} = 0,293 - 0,243 = 0,05m$$

✓ **Calcul des contraintes**

$$\mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 - A \times (d - y_{ser}) = \frac{1}{2} \times 0,05^2 - 2,01 \times 10^{-4}(0,08 - 0,05) = 1,244 \times 10^{-3}m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,73 \times 10^{-3}}{1,244 \times 10^{-3}} \times 0,05 = 0,110MPa \leq \sigma_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{sc} = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = \frac{15 \times 2,73 \times 10^{-3}}{1,244 \times 10^{-3}} \times (0,08 - 0,05) = 0,988MPa \leq \sigma_{sc} = 201,63MPa \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

❖ Schéma de ferrailage

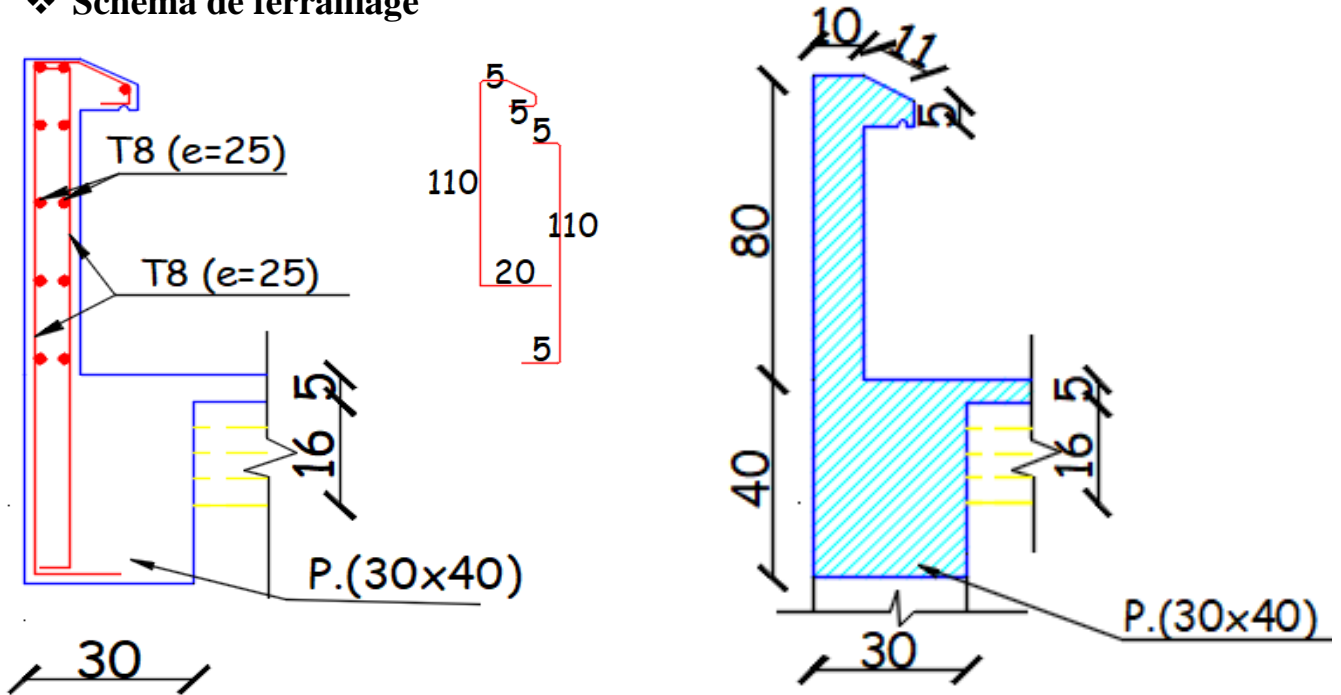


Figure III.16 Schéma de ferrailage de l'acrotère

6. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

6.1. Étude de la partie (AB)

Les parties (AB) et (BC) sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie (AB) et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie

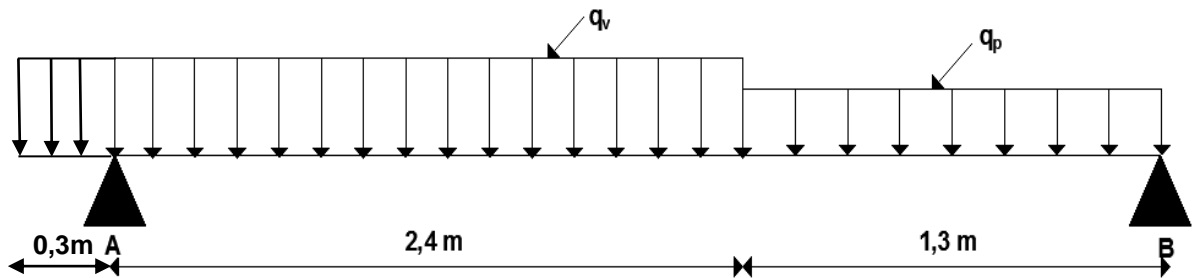


Figure III.17. Schéma statique réel de l'escalier

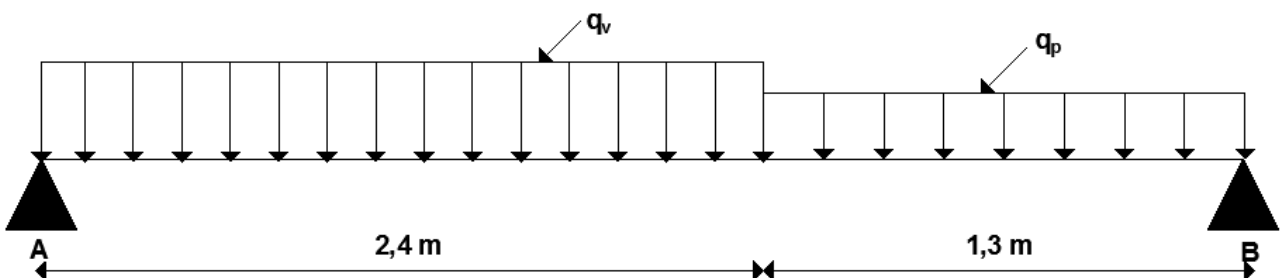


Figure III.18. Schéma statique considéré dans le calcul de l'escalier

Charge et la surcharge  $\begin{cases} \text{Palier : } G_p = 5,22 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Volée : } G_v = 7,75 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{escalier} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

Le calcul se fait pour une bande de 1m

ELU  $\begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_{escalier}) \times 1 = 14.21 \text{ KN/ml} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_{escalier}) \times 1 = 10,80 \text{ KN/ml} \end{cases}$

ELS  $\begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_{escalier}) \times 1 = 10,25 \text{ KN/ml} \\ q_{sp} = (G_p + Q_{escalier}) \times 1 = 7,72 \text{ KN/ml} \end{cases}$

➤ calcul des réactions aux appuis:

ELU :  $\sum F/x = 0 : R_A + R_B = q_{uv} \times 2,4 + q_{up} \times 1,3 = 48,14 \text{ KN}$

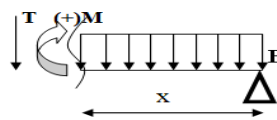
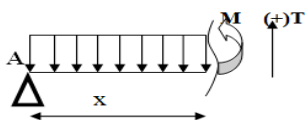
ELS :  $\sum F/x = 0 : R_A + R_B = q_{sv} \times 2,4 + q_{sp} \times 1,3 = 34,64 \text{ KN}$

ELU  $\begin{cases} \sum M/A : R_B = 22,63 \text{ KN} \\ \sum M/B : R_A = 25,51 \text{ KN} \end{cases}$

ELS  $\begin{cases} \sum M/A : R_B = 16,25 \text{ KN} \\ \sum M/B : R_A = 18,38 \text{ KN} \end{cases}$

✓ Calcul des sollicitations

la poutre etudier est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM)



Calcul des efforts tranchants

$0 \leq x \leq 2,4$

$T_y(x) = -25,51 + 14,21 \times x$   
 $T_y(0) = -25,51 \text{ KN}$   
 $T_y(2,4) = 8,59 \text{ KN}$

$0 \leq x \leq 1,3$

$T_y(x) = 22,63 - 10,8 \times x$   
 $T_y(0) = 22,63 \text{ KN}$   
 $T_y(1,3) = 8,59 \text{ KN}$

➤ Calcul des moments fléchissants

$0 \leq x \leq 2,4$

$M(x) = 25,51 \times x - 14,21 \times \frac{x^2}{2}$   
 $M(0) = 0$   
 $M(2,4) = 20,30 \text{ KN.m}$

$0 \leq x \leq 1,3$

$M(x) = 22,63 \times x - 10,8 \times \frac{x^2}{2}$   
 $M(0) = 0$   
 $M(1,3) = 20,30 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.26. Les sollicitations dans l'escalier

Etat limite	$M_t^{max} (KN.m)$	$M_a^{max} (KN.m)$	$M_0^{max} (KN.m)$	$V_u (KN)$	
ELU	20,30	0	22.89	Appui A	- 25,51
ELS	14,60	0	16.49	Appui B	22,63

Puisque les appuis sont partiellement encastres, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 19,46 KN.m \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -11.45 KN.m \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec :  $M_t^{max}$  pour une section (b×h)=(1ml×e) ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{max}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Ferraillages les escaliers

Position	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$a$	$z(cm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$St$
Travée	19,46	0,081	0,106	0,124	4,49	1,57	5HA12 = 5,65	20
Appui	-11.45	0,048	0,061	0,127	2,60	1,57	5HA10 = 3,93	20

➤ **Armature de répartition**

$$A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{rep} = 1.41cm^2/ml \text{ soit : } A_{rep} = 4HA8 = 2,01cm^2/ml ; S_t = 25cm \\ \text{En appui : } A_{rep} = 0.98cm^2/ml \text{ soit : } A_{rep} = 4HA8 = 2,01cm^2/ml ; S_t = 25cm \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} V_u^{max} = 22,63 KN.m \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,174MPa < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{1,5} = 1,17 MPa \dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

➤ **Vérification a L'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est pou nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 16.49KN.m \rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.85 M_s^{max} = 14.02 KN.m \\ M_{as} = -0.5 M_s^{max} = -8.24 KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Vérification des contraintes à l'ELS

	$M_{ser}$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
En travée	14.02	3,35	5001,03	9,39	15	Vérifier
En appui	8.24	2,89	3784,63	6,29	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée  
Selon le **BAEL (art B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{0.15}{3.7} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \leftrightarrow \frac{0.15}{3.7} = 0,04 < 0,085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 5.65 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ l = 3.7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire  
La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètre est définie par le BAEL 91 Comme suite :  
 $f_{adm} = \frac{l}{500} \longrightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 7,4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CBA93.art(B.6.5.3)}$

➤ **Calcul des moments en travée sous les chargements g , j et p**

*j* : L'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

*g* : L'ensemble des charges permanentes

*p* : La charge permanente + la charge d'exploitation

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

**Sous g**  $\left\{ \begin{array}{l} q_v^g = 7,75 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,22 \text{ KN/m} \end{array} \right. \rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 12,21 = 10,38 \text{ KN.m}$

**Sous j**  $\left\{ \begin{array}{l} q_v^j = 6,57 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{array} \right. \rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 10,08 = 8,57 \text{ KN.m}$

**Sous p**  $\left\{ \begin{array}{l} q_v^p = 10,25 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,72 \text{ KN/m} \end{array} \right. \rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 16,49 = 14,02 \text{ KN.m}$

$\rho = 0.4346 \%$  ;  $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 4,83 \\ \lambda_v = 1,93 \end{array} \right.$  ;  $I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4$  ;  $\left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_t = 32456,58 \text{ MPa} \end{array} \right.$   
 $Y = 3,92 \text{ cm}$  ;  $I = 7117,99 \text{ cm}^4$  ;  $Y_G = 7,79 \text{ cm}$

✓ **Calcul de  $\sigma_{st}$**

$\sigma_{st}^g = 192,62 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^j = 163,98 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^p = 268,27 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des  $\mu$**

$\mu_g = 0,32$  ;  $\mu_j = 0,26$  ;  $\mu_p = 0,46$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{fji} = 1,49 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fgi} = 1,32 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fpi} = 1,04 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{f_{gv}} = 2,08 \times 10^{-4} m^4 \end{cases} \quad \begin{cases} f_{ji} = 2,17 mm \\ f_{gi} = 2,96 mm \\ f_{pi} = 5,08 mm \\ f_{gv} = 5,65 mm \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5,6 mm < f_{adm} = 7,4 mm \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

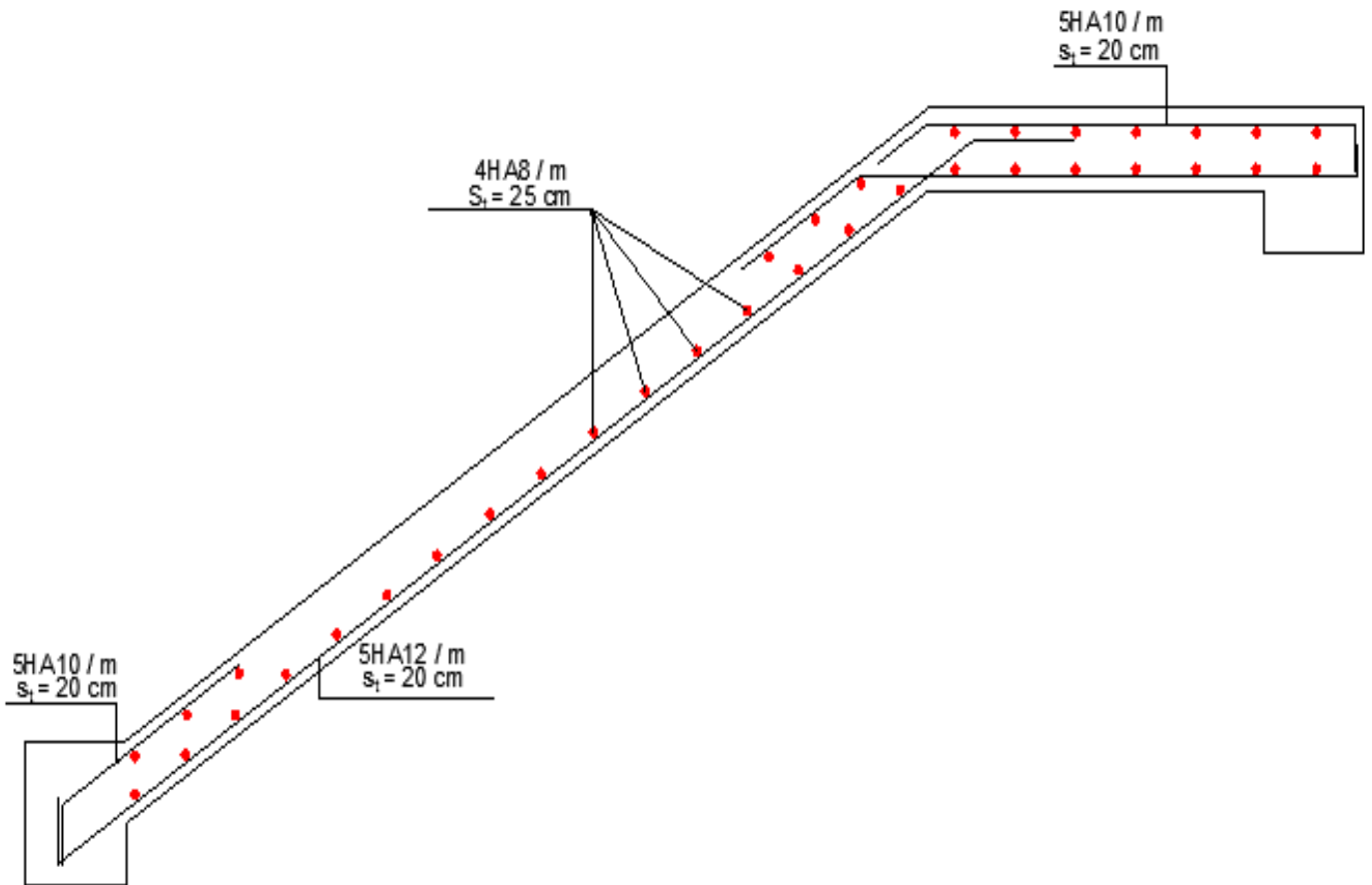


Figure III.19..Schéma de ferrailage de l'escalier

6.2.Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous forme de réaction d'appui et aux moments de torsion.

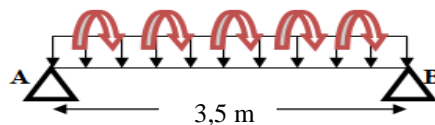


Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière.



❖ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le BAEI 91

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{380-30}{15} \leq h \leq \frac{380-30}{10} \quad \longrightarrow \quad 23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On prend  $h = b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification des exigences du RPA99V2003

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tous les conditions sont vérifier donc on adopte pour } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des charges revenant à la poutre palière

- son poids propre  $G_0$  :  $G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$

- poids de murs intérieure :  $G_{mur} = 1,62 \times (3,06 - 0,3) = 4,47 \text{ KN/m}$

- La charge revenant à l'escalier est la réaction d'appuis ou point B :  $\begin{cases} R_B^u = 22,63 \text{ KN} \\ R_B^s = 16,25 \text{ KN} \end{cases}$

- moment de torsion :  $M_{torsion} = M_B \times \frac{L}{2}$  : provoqué par la flexion de la pailasse

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion

➤ Calcul de la flexion simple

❖ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(G_0 + G_{mur}) + R_B^u = 31,70 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_s = (G_0 + G_{mur}) + R_B^s = 22,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Moment : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 48,54 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 41,26 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -24,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \frac{l}{2} = 55,47 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	a	z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal} \geq A_{min}$
Travée	41,26	0,124	0,166	0,261	4,54	1,01	vérifiée
Appui	-24,27	0,073	0,095	0,269	2,59	1,01	vérifiée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{55,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,660 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ... .. La condition est vérifiée.

➤ Armatures transversales

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  et en calcul  $A_{tran}$

$$A_{tran} \geq \max \begin{cases} \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} = -3,75 \times 10^{-6} \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On prend  $A_{tran} = 0,45 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de la torsion

Moment de torsion

$$M_{torsion} = M_B \times \frac{l}{2} = -11.45 \times \frac{3,5}{2} = -20,04 KN.m$$

Avec :  $M_B$  : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier

D'après le **BAEL 91 ( art A.5.4 )**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \frac{\phi}{6}$ ); car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion

$\phi = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ )

$$e = \frac{h}{6} = 5cm \rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 cm^2$$

$$U = 2(b + h) = 120 cm$$

Avec :

$U$ : Périmètre de la section de la poutre palière

$\Omega$  : l'air de contour à mi tracé – épaisseur des parois

$e$  : L'épaisseur de la paroi au point considéré

a) Armature longitudinale

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL 91( art A.5.4,4)}$$

$$A_l^{tor} = \frac{20,04 \times 10^{-3} \times 1,20 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 5,53 cm^2$$

b) Armature transversale

On fixe  $S_t = 15 cm \rightarrow \begin{cases} A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \\ A_t^{tor} = \frac{20,04 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 0,691 cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL 91( art A.5.4,4)}$

c) Contrainte de cisaillement

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20,04 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 3,21 MPa \dots\dots\dots \text{BAEL 91( art A.5.4)}$$

On doit vérifier  $\tau_{tor}^{tot} \leq \bar{\tau}$  tel que  $\tau_{tor}^{tot} = \sqrt{\tau_{F.S}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0,691^2 + 3,21^2} = 3,28 MPa$

F.P.N ; donc :  $\bar{\tau} = \min(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa) = 3,33 MPa$

Ce qui donne  $\tau_{tor}^{tot} = 3,28 MPa < \bar{\tau} = 3,33 MPa$  La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement

d) Ferrailage global

Armature longitudinale

Travée  $\left\{ \begin{aligned} A_{st} &= A_{F.S}^{travée} + \frac{A_l^{torsio}}{2} = 4,54 + \frac{5,53}{2} = 7,30 cm^2 \\ \text{Soit } &3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm^2 \end{aligned} \right.$

Appui  $\left\{ \begin{aligned} A_{st} &= A_{F.S}^{appui} + \frac{A_l^{torsio}}{2} = 2,59 + \frac{5,53}{2} = 5,35 cm^2 \\ \text{Soit } &4HA14 = 6,16 cm^2 \end{aligned} \right.$

Armature transversale  $\left\{ \begin{aligned} A_{trans} &= A_{F.S}^{trans} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,691 = 1,14 cm^2 \\ \text{Soit } &4HA8 = 2,01 cm^2 (\text{un cadre} + \text{un étrier}) \end{aligned} \right.$

➤ Les vérifications à ELS

✓ Vérification des contraintes

$$q_s = (G_0 + G_{mur}) + R_B^S = 22,97 \text{ KN}$$

$$\text{Moment : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 35,17 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85M_{0s} = 29,89 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5M_{0s} = -17,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Vérification des contraintes à L'ELS

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Travée	29,89	11,24	44043	7,63	15	Vérifier
Appuis	17,58	10,18	36691	4,88	15	Vérifier

✓ Les vérifications de la flèche

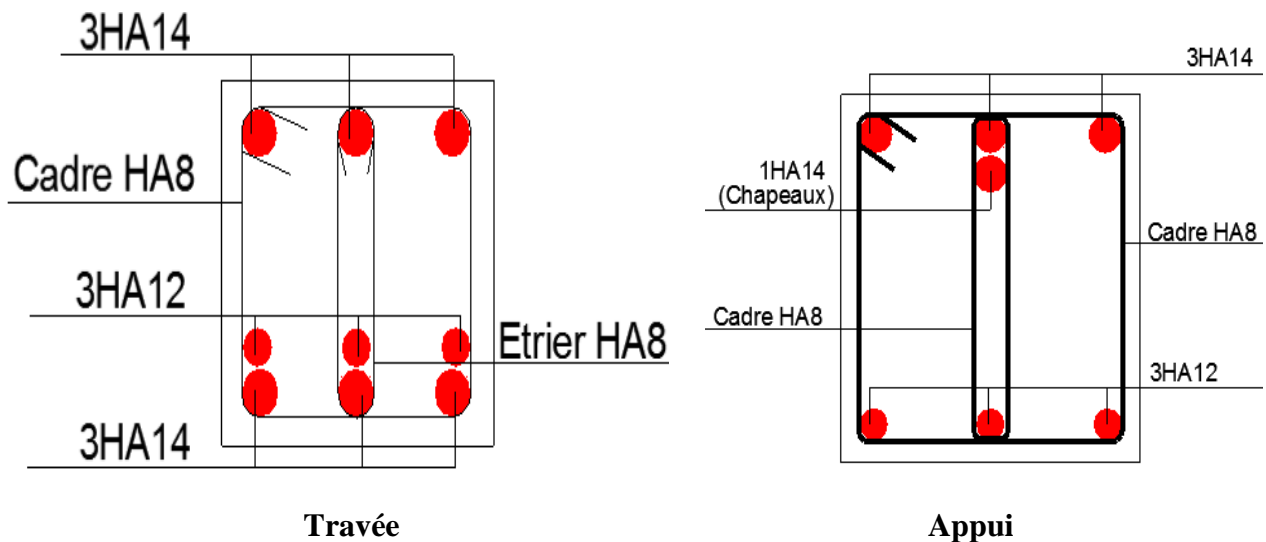
La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \max \left[ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \rightarrow \frac{0,3}{3,5} = 0,0857 \geq \frac{29,89}{10 \times 35,17} = 0,0849 \dots \text{condition vérifié.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,28} = 0,00953 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifié.}$$

$$3) L = 3,5\text{m} < 8\text{m} \dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ Schéma de ferrailage



**Figure III.21.** Schéma de ferrailage de la poutre palière

# *Chapitre IV*

**CHAPITRE IV : Etude dynamique****1. Introduction**

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque et devant son imprévisibilité, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

**2. Modélisation**

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté(DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle dont refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation, on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS V16 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (poteaux, poutre, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphérique et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m\*1m).

Le changement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponses dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{Xdyn}$  et  $V_{Ydyn}$ ).

**3. 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 méthodes :

**3.1.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.).

**3.2.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 supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l’attention d’un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d’analyse modale spectrale.

**4. Présentation de la méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectral 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 réponses de calculs, ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de structure.

Une fois l’effort dynamique calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans les 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 spectrale modale)

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$  : l’effort tranchant statique à la base du bâtiment..... **RPA (art 4.2.3)**

Tel que :

- A : Coefficient d’accélération de zone ..... (**RPA99 Tableau 4. 1**).
- D : Facteur d’amplification dynamique moyen ..... (**RPA99 Tableau 4. 2**).
- W : Poids total de la structure ..... (**RPA99 Tableau 4. 4**).
- R : Coefficient de comportement de la structure ..... (**RPA99 Tableau 4. 3**).
- Q : Facteur de qualité ..... (**RPA99 Tableau 4. 4**)

Les paramètres cités ci- dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15$
- ✓ On adopte pour un système de contreventement (voiles-portiques) avec : **R = 5**
- ✓  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  .....**RPA99/2003(Formule 4.4)**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.  
Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1.Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
01	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	Oui	0	0
02	Redondance en plan	Oui	Oui	0	0
03	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
04	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
06	Contrôles d'exécution	Non	Non	0.1	0.1

Donc,  $\begin{cases} Q_X = 1,15 \\ Q_Y = 1,15 \end{cases}$

$W = \sum_i^n W_i$  Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  .....RPA99/2003 (Formule 4.5)

Avec  $\beta = 0.2$  (habitation)

- ✓  $W_{Gi}$  = Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  = Charge d'exploitation.
- ✓  $\beta$  = Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $W = 50298.2485$  KN (obtenu par logiciel ETABS)

➤ **Facteur d'amplification dynamique**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003(Formule4.3)}$$

$\xi$  : 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 :

$\xi = 7 \%$

D'où,  $\eta = 0,882$

✓ On a un site ferme S2  $\longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,40 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Tableau 4.7)}$

➤ **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (art 4.2.4)}$$

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 36,72$  m : La hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris)

L : Dimension maximale du bâtiment à ça base dans le sens de calcul  $\begin{cases} L_x = 26,70m \\ L_y = 18,75m \end{cases}$

On aura  $\begin{cases} T_x = \min( 0,75 ; 0,64 ) = 0,64 \text{ s} \\ T_y = \min( 0,75 ; 0,76 ) = 0,75 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \longrightarrow \begin{cases} D_x = 1,61 \\ D_y = 1,45 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st}^x = 2793.81621 \text{ KN}$$

$$V_{st}^y = 2516.16988 \text{ KN}$$

### 4.1.Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art4.13)}$$

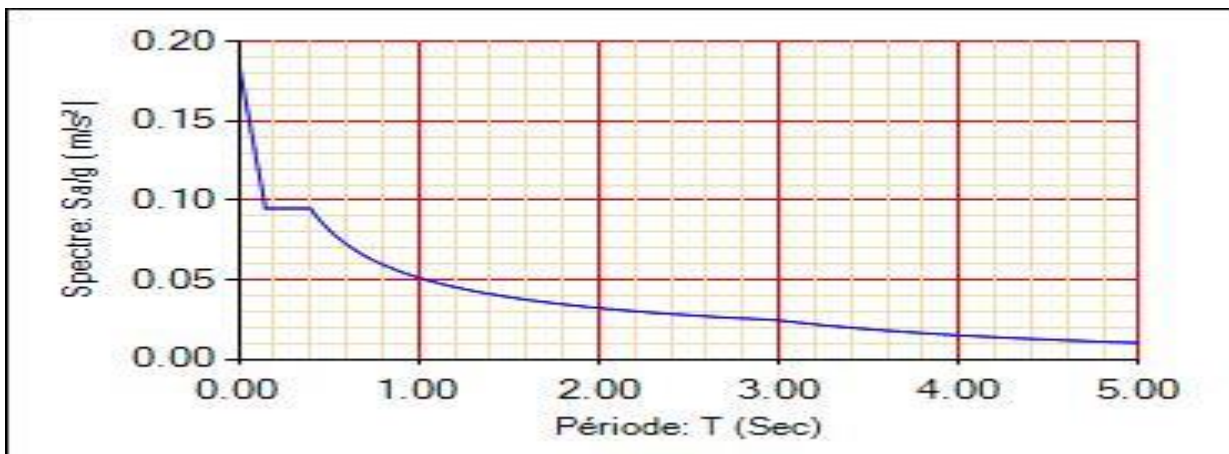


Figure IV.1.spectre de réponse

### 4.2.Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :



4.3. Disposition des voiles de contreventement :

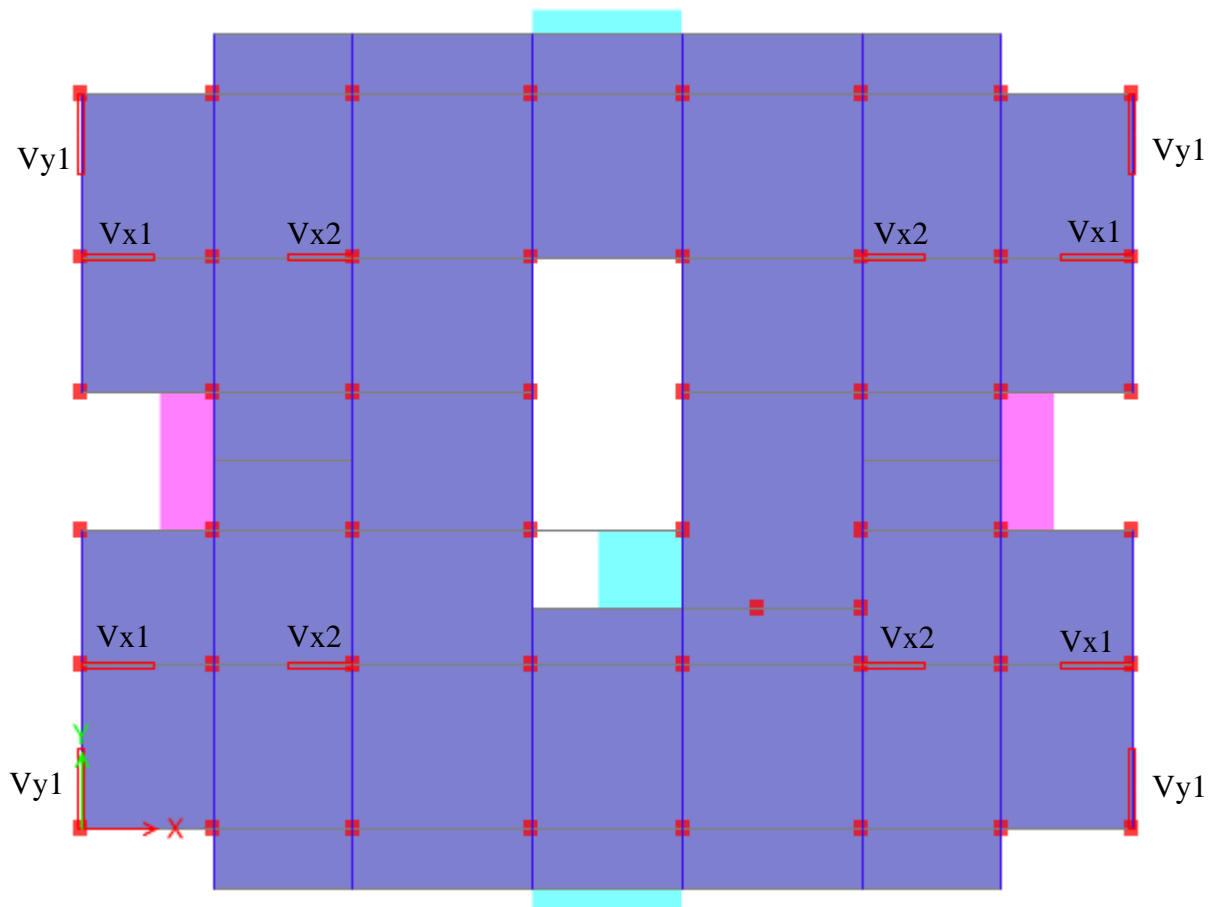


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

Avec :

$$\begin{aligned} \text{Sens X-X : } & \begin{cases} V_{x1} = 1.8 \times 0.15 \text{ (m)} \\ V_{x2} = 1.6 \times 0.15 \text{ (m)} \end{cases} \\ \text{Sens Y-Y : } & V_{y1} = 2.0 \times 0.15 \text{ (m)} \end{aligned}$$

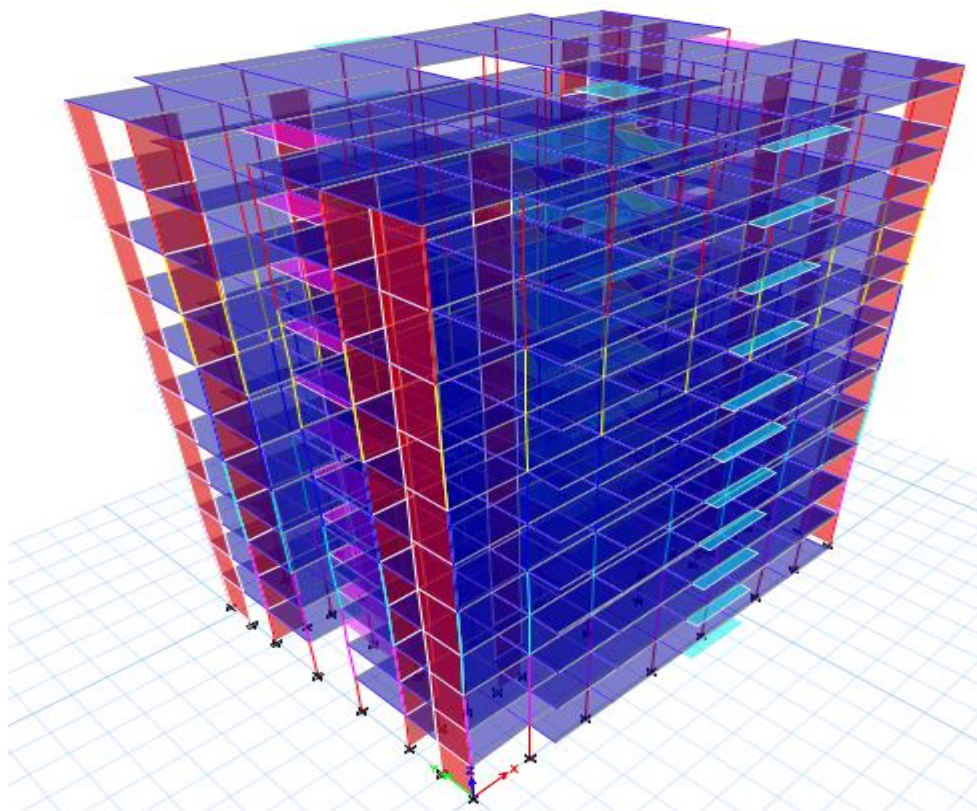


Figure IV.3. Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel ETABS V16

#### 4.4. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et taux de participation massique qui leur reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	% de la masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0.92	0.0025	0.7051	0.0025	0.7051
2	0.836	0.6331	0.0002	0.6356	0.7053
3	0.822	0.1002	0.0293	0.7359	0.7347
4	0.301	0.0003	0.1225	0.7361	0.8572
5	0.274	0.1224	0.0001	0.8586	0.8573
6	0.262	0.0015	0.0018	0.86	0.8591
7	0.159	4.215E-05	0.0509	0.8601	0.91
8	0.145	0.0511	2.885E-05	0.9112	0.9101
9	0.132	4.371E-05	0.0002	0.9113	0.9102
10	0.099	1.038E-05	0.0298	0.9113	0.94
11	0.09	0.0298	7.953E-06	0.9411	0.94
12	0.08	2.969E-06	2.106E-05	0.9411	0.94

➤ Interpolation des résultats obtenus

- ✓ La période obtenue à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (RPA 99/2003 art 4.2.4)

$$\begin{cases} 1,3 \times T_x = 0,84 > 0,83 \\ 1,3 \times T_y = 0,97 > 0,93 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- ✓ On voit bien que la participation massique modale atteint les 90% de la masse totale de bâtiment selon l'axe X et selon l'axe Y lorsqu'on prend le 9<sup>ème</sup> mode
- ✓ Les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est un mode de Translation dans l'axe X-X, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y et le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

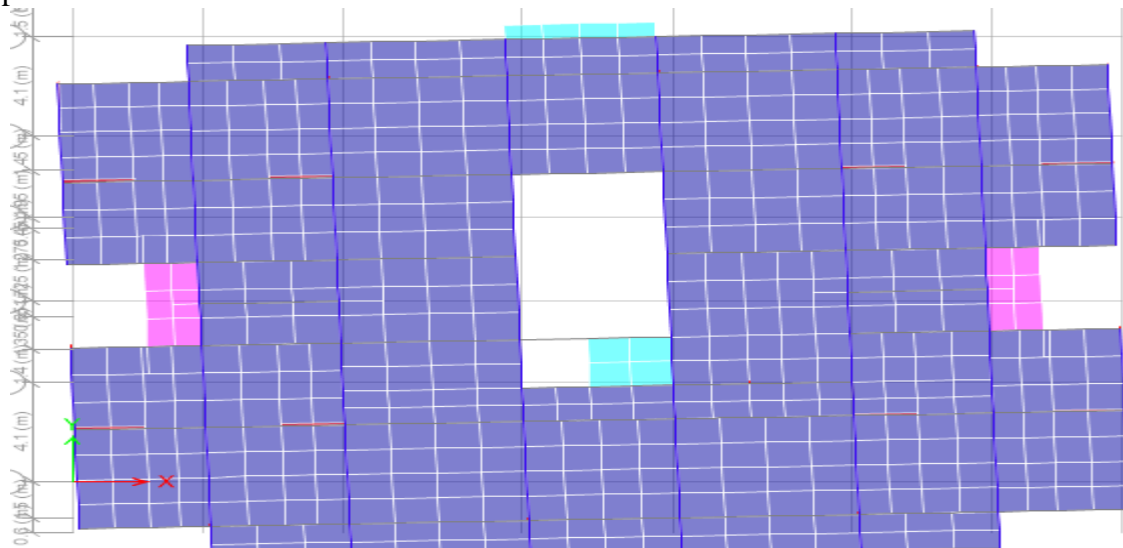


Figure IV.4.Mode 1 (translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de Rotation suivant l'axe X-X

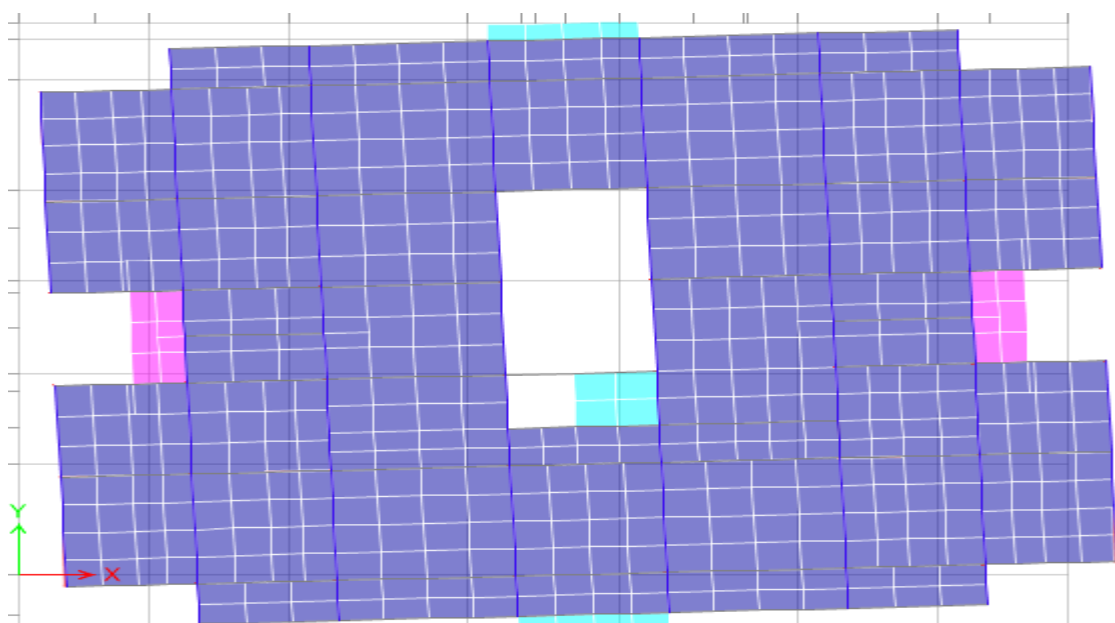


Figure IV.5.Mode 2(translation suivant l'axe X-X)

✓ Le troisième mode est un mode de translation suivant l'axe Z-Z

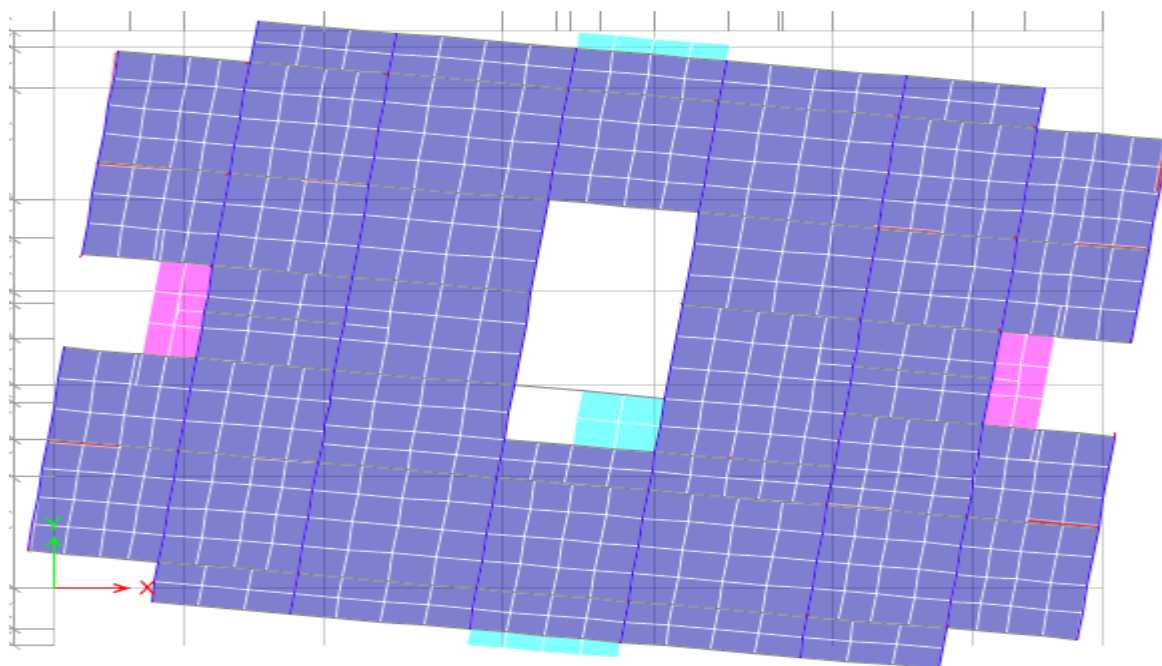


Figure IV.6. Mode 3(Rotation suivant l'axe Z-Z)

## 5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

### 5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003(Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ Sous charges horizontales

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 suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portique	voiles	portique	voiles
E-sol	51009.9261	6431.2447	88.8038	11.1962
RDC	45745.0945	6272.6086	87.9414	12.0586
1	40760.1305	5808.6468	87.5267	12.4733
2	35442.991	5548.7065	86.4638	13.5362
3	30631.9618	4997.5085	85.9737	14.0263
4	25655.265	4609.8246	84.7685	15.2315
5	21135.0101	3950.3094	84.2525	15.7475
6	16496.9874	3403.6857	82.8966	17.1034
7	12260.0677	-2620.5542	82.3895	17.6105
8	7966.99	-1884.6608	80.8696	19.1304
9	4002.8965	-989.3404	80.1824	19.8176

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveau	Charges horizontales (KN)				(%) des charges horizontales			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles	%portique	%voiles	%portique	%voiles
E-sol	1607.7562	1892.8265	1911.1042	1286.8011	45.93	54.07	59.76	40.24
RDC	1651.7074	1855.1384	1993.5672	1286.2115	47.10	52.90	60.78	39.22
1	1852.8696	1411.1463	2027.5653	843.2073	56.77	43.23	70.63	29.37
2	1623.1375	1449.634	1796.95	860.9036	52.82	47.18	67.61	32.39
3	1732.0633	1114.2455	1875.069	576.3074	60.85	39.15	76.49	23.51
4	1366.9423	1205.6577	1528.6868	687.6898	53.13	46.87	68.97	31.03
5	1401.1815	870.2378	1247.484	419.3409	61.69	38.31	74.84	25.16
6	991.1677	938.0755	1137.6828	543.6237	51.38	48.62	67.67	32.33
7	587.1188	955.1973	371.8103	1091.2823	38.07	61.93	25.41	74.59
8	543.8779	566.672	309.1812	676.8308	48.97	51.03	31.36	68.64
9	194.0536	545.6576	268.7534	721.4493	26.23	73.77	27.14	72.86

**Remarque :**

On remarque que l'interaction est vérifiée pour tous les niveaux d'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

**5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base**

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	3640.0951	2235.05297	Vérifiée
Suivant Y-Y	3388.9633	2012,9359	Vérifiée

**Remarque :**

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$

**5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau**

Selon RPA99/2003(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 d'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad ; \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

$\delta_K$  : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure donnée par le RPA99/2003 (Art4.43)

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

$R$  = coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ )

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements de niveaux

nive au	$h_k$ (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$\Delta_K/h_k$	$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$\Delta_K/h_k$
E-sol	3.06	0.0009	0.0045	0	0.0045	0.00148	0.0010	0.005	0	0.0050	0.001647
RDC	3.06	0.0029	0.0146	0.0045	0.0100	0.00328	0.0032	0.016	0.0050	0.0111	0.003634
1	3.06	0.0053	0.0268	0.0146	0.0122	0.00400	0.0059	0.029	0.0161	0.0137	0.004504
2	3.06	0.0080	0.0402	0.0268	0.0133	0.00437	0.0089	0.044	0.0299	0.0150	0.004910
3	3.06	0.0107	0.0536	0.0402	0.0134	0.00438	0.0119	0.059	0.0449	0.0150	0.004906
4	3.06	0.0133	0.0667	0.0536	0.0130	0.00427	0.0149	0.074	0.0599	0.0147	0.004810
5	3.06	0.0157	0.0789	0.0667	0.0121	0.00398	0.0176	0.088	0.0747	0.0136	0.004462
6	3.06	0.0180	0.0900	0.0789	0.0111	0.00364	0.0201	0.100	0.0883	0.0125	0.004111
7	3.06	0.0199	0.0997	0.0900	0.0096	0.00316	0.0223	0.111	0.1009	0.0109	0.003563
8	3.06	0.0215	0.1079	0.0997	0.0082	0.00269	0.0242	0.121	0.1118	0.0094	0.003094
9	3.06	0.0229	0.1148	0.1079	0.0068	0.00225	0.0258	0.129	0.1213	0.0079	0.002598

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### 5.4. Justification vis-à-vis de l'effort (p-Δ)

Les efforts du 2<sup>ème</sup> 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 :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$  : 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 efforts p-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- ✓ Si  $\theta_k \geq 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet (p-Δ)

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_K$	$V_K$ (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$	$V_K$ (KN)	$\theta_K$
<b>E-Sol</b>	3.06	50298.2485	0.0045	3640.0951	0.020320	0.0050	3388.9633	0.024251
<b>RDC</b>	3.06	45432.7438	0.0100	3595.2194	0.041297	0.0111	3345.4052	0.049263
<b>1</b>	3.06	40639.0123	0.0122	3472.9736	0.046653	0.0137	3227.2691	0.056378
<b>2</b>	3.06	35769.1624	0.0133	3290.68	0.047245	0.0150	3053.807	0.057417
<b>3</b>	3.06	31097.6406	0.0134	3057.5808	0.044538	0.0150	2835.6734	0.053758
<b>4</b>	3.06	26426.1188	0.0130	2777.1981	0.040425	0.0147	2576.5782	0.049270
<b>5</b>	3.06	21933.8001	0.0121	2458.2874	0.035281	0.0136	2284.898	0.042664
<b>6</b>	3.06	17441.4814	0.0111	2098.5153	0.030149	0.0125	1957.7964	0.036392
<b>7</b>	3.06	13109.2409	0.0096	1686.019	0.024393	0.0109	1580.7328	0.029541
<b>8</b>	3.06	8777.0003	0.0082	1222.7418	0.019236	0.0094	1154.2069	0.023360
<b>9</b>	3.06	4585.7129	0.0068	685.7403	0.014861	0.0079	652.6178	0.018141

**Remarque :**

On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est largement satisfaite, donc l'effet (p-Δ) n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

**5.5. Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation dû au séisme, le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Tel que :

$N_d$  : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : La résistance caractéristique du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Niveau	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	combinaisons	$v$	Observation
<b>E.SOL</b>	0.39	2291.1982	G+Q+Ey	0.235	Vérifiée
<b>RDC et 1<sup>ère</sup></b>	0.33	1621.0339	G+Q+Ey	0.196	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup></b>	0.275	1299.7626	G+Q+Ey	0.189	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>	0.225	952.1325	G+Q+Ey	0.169	Vérifiée
<b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup></b>	0.18	619.1425	G+Q+Ey	0.138	Vérifiée
<b>8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup></b>	0.14	305.3799	G+Q+Ey	0.087	Vérifiée

## 6. Conclusion

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement nous avons pu satisfaire toutes les exigences du RPAv2003 tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Enfinement nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10.** Les dimensions définitives des éléments structuraux

Niveau	E.sol S.SOL	RDC 1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 44	45 × 40	40 × 35
<b>Voile (cm)</b>	15					
<b>P.P (cm<sup>2</sup>)</b>	40 × 30					
<b>P.S (cm<sup>2</sup>)</b>	35 × 30					



# *Chapitre V*

**CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux**

**1. Introduction**

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ **Hypothèse**

Pour faciliter les calculs des quantités d’armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d’armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n’est pas le cas pour une étude destinée à l’exécution (ou l’on adopté généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

**2. Etude des poteaux**

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l’action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d’action données par le RPA99/2003 comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5 Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \quad \text{accidentelles} \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

**2.1.Recommandation**

➤ **Armature longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II<sub>a</sub> est limité d’après le **RPA99/2003 (Art 7.4.2)** par :

- $A_{min} = 0,8 \%$  de la section de béton
- $A_{max} = 4 \%$  de la section de béton (en zone courante)
- $A_{max} = 6 \%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\varnothing_{min} = 12$  mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40 \varnothing$
- La distance ou l’espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale set définie par *l’et h’*

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

$b_1$  et  $h_1$  : La section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage

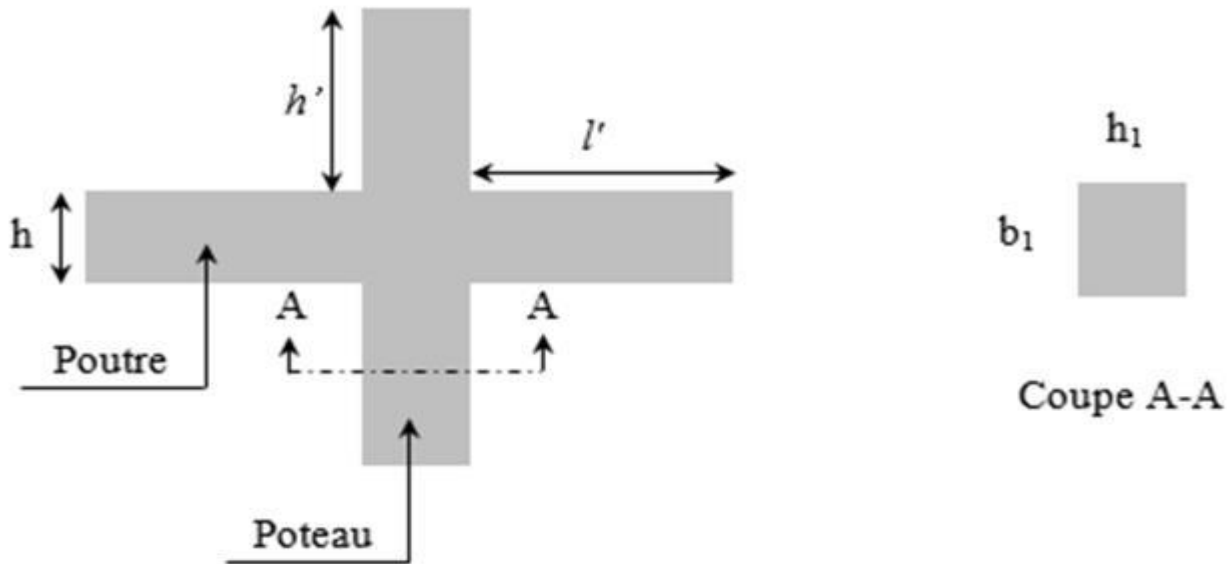


Figure V.1.Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1.Armatures longitudinales et minimales 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	Zone de recouvrement
Entre sol et sous-sol	65*60	31,2	156	234
RDC et 1 <sup>er</sup>	60*55	26,4	132	198
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	55*50	22	110	165
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	50*45	18	90	135
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	45*40	14,4	72	108
8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup>	40*35	11,2	56	84

➤ Armature transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

-  $V^{max}$  : Effort tranchant maximal dans le poteau.

-  $\rho$  : coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

**En zone nodal :**  $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm) \dots \dots$  zone II<sub>a</sub>

**En zone courante :**  $t \leq 15\phi_l^{min} \dots \dots$  zone II<sub>a</sub>

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi_t$  minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

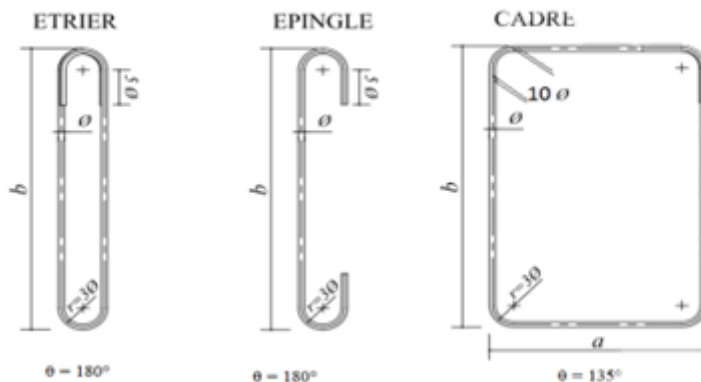


Figure.V.2.ancrage des armatures transversales

### 2.2.Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
E.sol et s.sol	2291,20	142,82	-1,27	45,92	-170,52	1082,54	106,34
RDC et 1 <sup>er</sup>	1909,04	18,84	-1,67	38,44	-167,06	812,81	145,20
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	1528,48	-17,46	-2,26	7,76	154,88	540,77	132,11
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	1136,30	-15,25	-1,42	4,76	125,36	265,51	105,61
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	755,06	-15,14	0,46	6,26	85,25	127,49	81,55
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	382,56	-14,50	0,18	0,018	50,50	40,36	50,26

### 2.3.Calcul du ferrailage

#### ➤ Ferrailage longitudinal

##### Hypothèse de calcul

- Fissuration peu préjudiciable (e = 3cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 modifier 99.

##### ➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau entre sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit :  $M^{max} = 142,82 \text{ KN.m}$  ;  $N^{corr} = 2291.20 \text{ KN}$  .....(G + Q + Ex)

$B = 60 \text{ cm}$  ;  $h = 65 \text{ cm}$  ;  $d = 62 \text{ cm}$  ;

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.06 < \frac{h}{2} = 0.3$  ———> Le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieurs de la section donc la section est section partiellement comprimée (SPC)

$N_u(d - d') - M_{ua} < (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$  ———>  $0,4758 < 1,078$

Avec :  $M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 876,004 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.267 < \mu_l \rightarrow A' = 0$

$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 4.82 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

Avec :  $z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.522$

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

On revient à la flexion composée

$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -17,68 \text{ cm}^2$

Le tableau ci- après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau V.3.ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section $\text{cm}^2$	Type de section	$A^{cal}$ $(\text{cm}^2)$	$A^{min}$ $(\text{cm}^2)$	$A^{adop}$ $(\text{cm}^2)$	Choix des barres
E.sol et s.sol	65*60	S.P.C	5	31,2	33,17	8HA20+4HA16
RDC et 1 <sup>er</sup>	60*55	S.P.C	4.6	26,4	28.65	4HA20+8HA16
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*50	S.P.C	4.2	22	24.13	12HA16
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*45	S.P.C	3.8	18	18.47	12HA14
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*40	S.P.C	3.7	14,4	15.21	4HA14+8HA12
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*35	S.P.C	3	11,2	12.32	8HA12

Tableau V.4.Ferrailage transversales des poteaux

Niveau	E.sol et s.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>
Section $(\text{cm}^2)$	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
$\phi_l^{min}$ $(\text{cm})$	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
$l_f$ $(\text{cm})$	189,7	189,7	189,7	189,7	189,7	189,7
$\lambda_g$	3,162	3,449	3,794	4,215	4,742	5,42
V(KN)	242,29	97.60	88.46	71.45	56.35	42.38
$t_{zone\ nodal}$ $(\text{cm})$	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ $(\text{cm})$	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
$A_t$ $(\text{cm}^2)$	0,116	2,49	2,49	2,23	1,98	1,13
$A_t^{min}$ $(\text{cm}^2)$	6,84	5,69	4,5	3,37	2,16	1,57
$A_t^{adop}$ $(\text{cm}^2)$	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA8 = 3.02	4HA8 =2.01

D'après le Code de béton armé (CBA93.Art A 7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**2.4.Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA99 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. la relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  ; section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II (6.2). les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.Vérification au flambement des différents poteaux**

Niveaux	Nu(KN)	i(m)	λ	α	(Br ≥ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br(m)	Br <sup>calc</sup> (m)	
E.sol et s.sol	2291.20	0.233	8,14	0,841	0,3654	0.124	Vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup>	1909,04	0.173	10,96	0.834	0.3074	0.104	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	1528,48	0.158	12,01	0.830	0.2544	0.084	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	1136,30	0.144	13.17	0.826	0.2064	0.062	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	755,06	0.129	14.70	0.821	0.1634	0.041	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	382,56	0.115	16.49	0.814	0.1254	0.021	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \sigma_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$s = b \times h + 15(A + A')$  : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	E.sol et s.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>
Sections (cm <sup>2</sup> )	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
d (cm)	62	57	52	47	42	37
A (cm <sup>2</sup> )	33.17	28.65	24.13	18.47	15.21	12.32
V (cm)	35.84	33.11	30.35	27.41	24.69	21.98
V' (cm)	29.16	26.89	24.65	22.59	20.31	18.02
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0137	0.0126	0.0088	0.0058	0.0038	0.0023
N <sub>ser</sub> (MN)	1,4049	0,4075	0,2879	0,1909	0,2973	0,1075
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0,007	0,0005	0,004	0,005	0,022	0,020
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0.051	0.012	0.0031	0.0040	0.0195	0.0011
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	4.94	1.55	1.15	1.04	2.92	0.87
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	4.68	1.49	1.13	1.01	2.69	0.85
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### ➤ Vérification des contraintes de cisaillements

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Rpa99/2003 (art7.4.3.2)} \end{array} \right.$$

( b<sub>0</sub> = dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considérée

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
E.sol et S.sol	65×60	189.7	3,162	0.04	62	106,34	0.26	1	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup>	60×55	189.7	3,449	0.04	57	145,20	0,42	1	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55×50	189.7	3,794	0.04	52	132,11	0,46	1	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50×45	189.7	4,215	0.04	47	105,61	0,45	1	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45×40	189.7	4,742	0.075	42	81,55	0,33	1	vérifiée
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40×35	189.7	5,42	0.075	37	50,26	0,339	1.875	vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Déterminations de la zone nodale

Niveau		E.sol et S.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>
Sections		65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
L'(cm)	P.P	70	70	70	70	70	70
	P.S	60	60	60	60	60	60
h'(cm)		60	60	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25 cm
- Longueurs des crochets :  $L=10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$
- Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \phi_l$

Pour  $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 80 \text{ cm}$   
 Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 65 \text{ cm}$   
 Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$   
 Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 50 \text{ cm}$

➤ Schémas de ferrailage

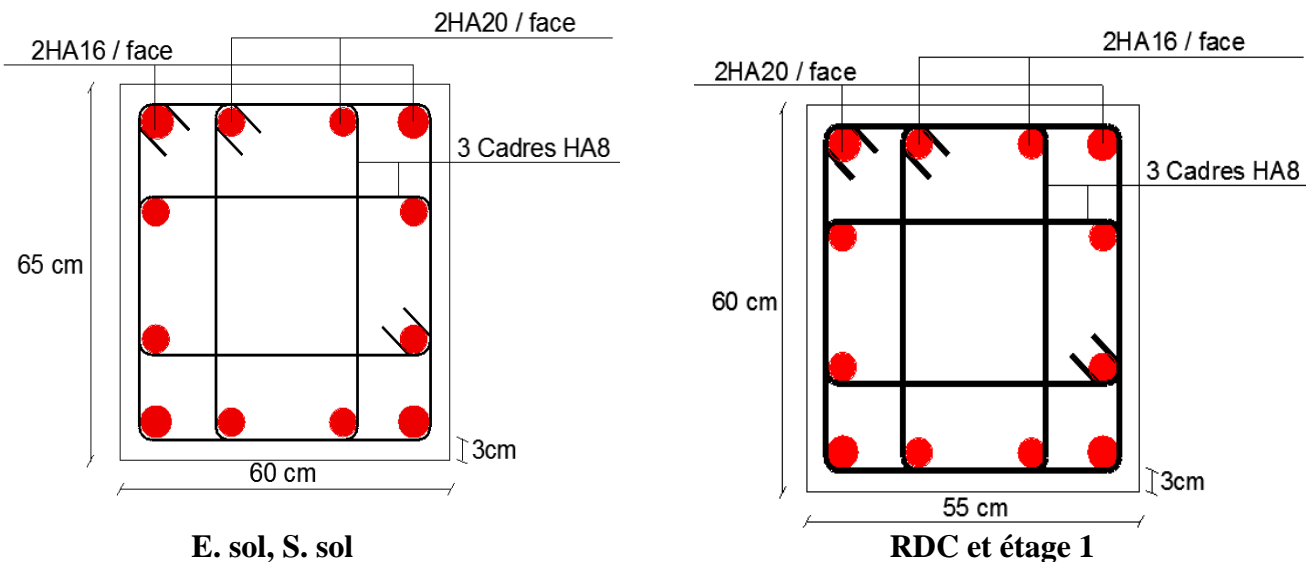
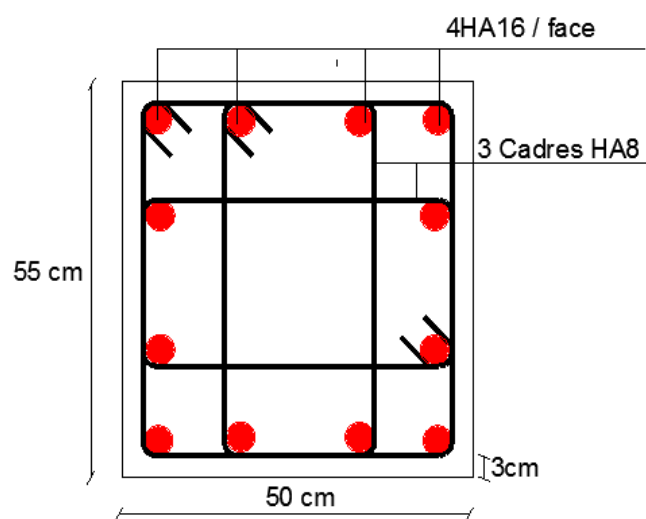
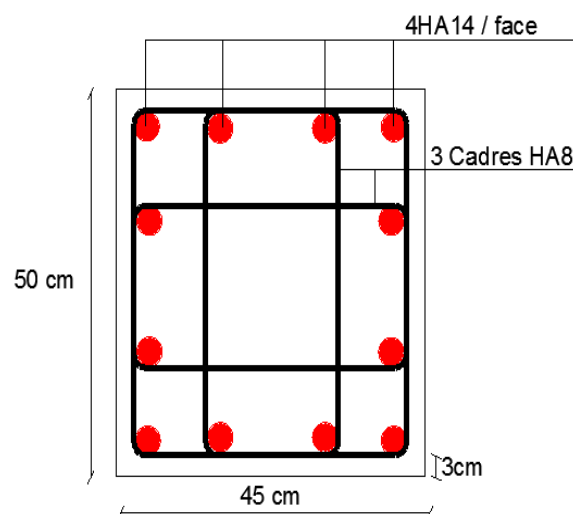


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux du E. sol, S. sol, RDC et étage 1



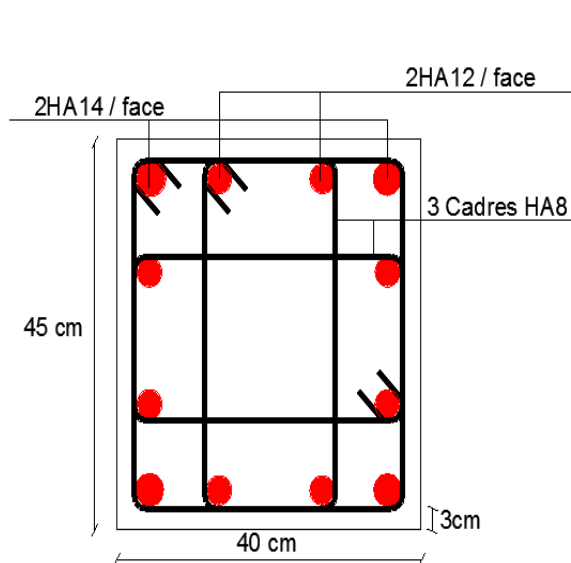


Etages 2et 3

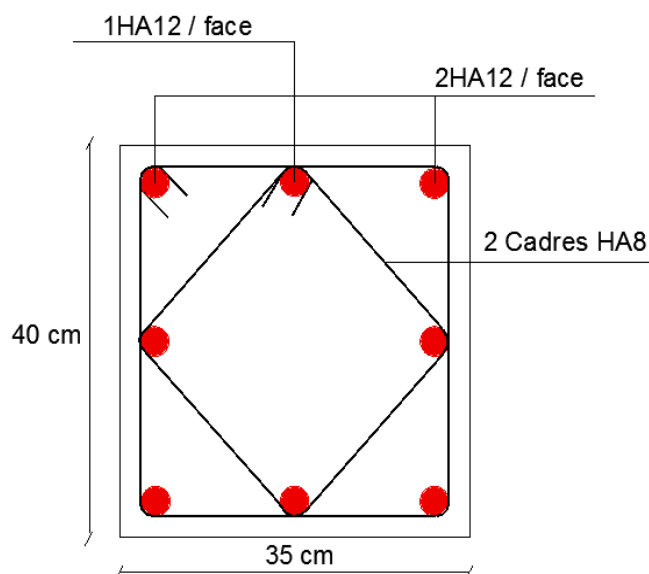


Etages 4 et 5

Figure V.4.Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 2, 3,4 et 5



Etages 6 et 7



Etages 8 et 9

Figure V.5.Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 6, 7,8 et 9

### 3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5 Q \dots \dots \dots ELU$$

$$G + Q \dots \dots \dots ELS$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E \quad \text{accidentelles}$$

$$0,8G + E$$

$$0,8G - E$$

#### 3.1.Recommandation

##### ➤ Armature longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% de la section du béton en zone courante.  
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\emptyset$  en zone II<sub>a</sub>.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

##### ➤ Armatures transversales : RPA99/2003(art7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :  $A_t = 0.3\% \cdot S_t \cdot h$

Avec :  $S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur du diamètre  $\emptyset$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### 3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Tableau V.9.ferraillage des poutres principales (30\*40) cm<sup>2</sup>

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
S.Sol/E.Sol	Travée	28.74	2,29	6	6.03	3HA16
	Appui	-68.71	4,88	6	6.03	3HA16
RDC	Travée	28.1974	2,25	6	6.03	3HA16
	Appui	-101.81	7,43	6	7,57	3HA16+1HA14(chapeau)
1 <sup>ér</sup>	Travée	27.65	2,2	6	6.03	3HA16
	Appui	-111.07	8,17	6	9,11	3HA16+2HA14(chapeau)
2 <sup>ème</sup>	Travée	27.71	2,21	6	6.03	3HA16
	Appui	-111.86	8,24	6	9,11	3HA16+2HA14(chapeau)
3 <sup>ème</sup>	Travée	27.76	2,21	6	6.03	3HA16
	Appui	-108.15	7,94	6	8.04	3HA16+1HA16(chapeau)
4 <sup>ème</sup>	Travée	27.796	2,22	6	6.03	3HA16
	Appui	-99.20	7,23	6	7,57	3HA16+1HA14(chapeau)
5 <sup>ème</sup>	Travée	27.81	2,22	6	6.03	3HA16
	Appui	-89.61	6,48	6	7,57	3HA16+1HA14(chapeau)
6 <sup>ème</sup>	Travée	27.81	2,22	6	6.03	3HA16
	Appui	-79.02	5,66	6	6.03	3HA16
7 <sup>ème</sup>	Travée	27.72	2,21	6	6.03	3HA16
	Appui	-72.80	5,19	6	6.03	3HA16
8 <sup>ème</sup>	Travée	27.769	2,21	6	6.03	3HA16
	Appui	-69.65	4,95	6	6.03	3HA16
9 <sup>ème</sup>	Travée	33.35	2,67	6	6.03	3HA16
	Appui	-70.76	5,04	6	6.03	3HA16

Tableau V.10.Ferraillage des poutres secondaires (30\*35) cm<sup>2</sup>

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
S.Sol E.Sol	Travée	12.22	1,11	5,25	6.03	3HA16
RDC	Travée	12.30	1,12	5,25	6.03	3HA16
1 <sup>ér</sup>	Travée	12.44	1,13	5,25	6.03	3HA16
2 <sup>ème</sup>	Travée	12.55	1,14	5,25	6.03	3HA16
3 <sup>ème</sup>	Travée	12.65	1,15	5,25	6.03	3HA16
4 <sup>ème</sup>	Travée	12.77	1,17	5,25	6.03	3HA16
5 <sup>ème</sup>	Travée	12.86	1,17	5,25	6.03	3HA16
6 <sup>ème</sup>	Travée	12.98	1,18	5,25	6.03	3HA16
7 <sup>ème</sup>	Travée	12.98	1,18	5,25	6.03	3HA16
8 <sup>ème</sup>	Travée	13.72	1,25	5,25	6.03	3HA16
9 <sup>ème</sup>	Travée	16.69	1,53	5,25	6.03	3HA16

### ➤ Armature transversales

#### ❖ Calcul de $\phi_t$

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,4; 30) \text{ mm} \\ \text{poutre secondaire: } \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{poutre principales: } (30 * 40) \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } (30 * 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1étrier)

#### ❖ Calcul des espacement $S_t$

D'après le RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 8 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes : } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

#### ❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a  $A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

#### ❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 65 \text{ cm}$

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$

### ➤ Vérifications nécessaires

#### ❖ Vérifications des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Art 7.5 .2.1)}$

- ✓ Poutres principales :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{max} = 6\% (b \times h)$

- ✓ Poutre principales :  $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutre secondaires :  $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

#### ❖ Vérification à l'ELU

##### Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

#### ❖ Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
principales	66,40	0,60	3,33	Vérifiée
secondaires	51,03	0,53	3,33	Vérifiée

❖ Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives :  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M}{0,9d'}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$M$ (KN.m)	$A_l$ $cm^2$	$A_l^{rive}$ $cm^2$	$A_l^{inter}$ $cm^2$	Observation
Principales	66,40	111.86	9,11	1,90	0,165	Vérifiée
Secondaires	51,03	16.69	6.03	1,47	0,022	Vérifiée

❖ Vérification à L'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.13. vérification de l'état limite de compression du béton

Poutre	position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ $cm$	$I$ $cm^4$	contraintes		Obs
						$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	
Principales	Travée	23.42	6.03	11,19	53182	4.93	15	Vérifiée
	Appui	-49.82	7.75	12.34	6372.3	9.65	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	12,29	6.03	10.09	3613.6	3.43	15	Vérifiée
	Appui	-27,60	8.64	11.55	4634.4	6.88	15	Vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l$

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2.b.d}{f_e}$

3)  $l \leq 8m$

Poutres principales :  $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 34,8 \text{ cm} \\ A = 6,03 \text{ cm}^2 < A_f = 11,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires :  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 29,75 \text{ cm} \\ A = 6,03 \text{ cm}^2 < A_f = 10,08 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont Observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

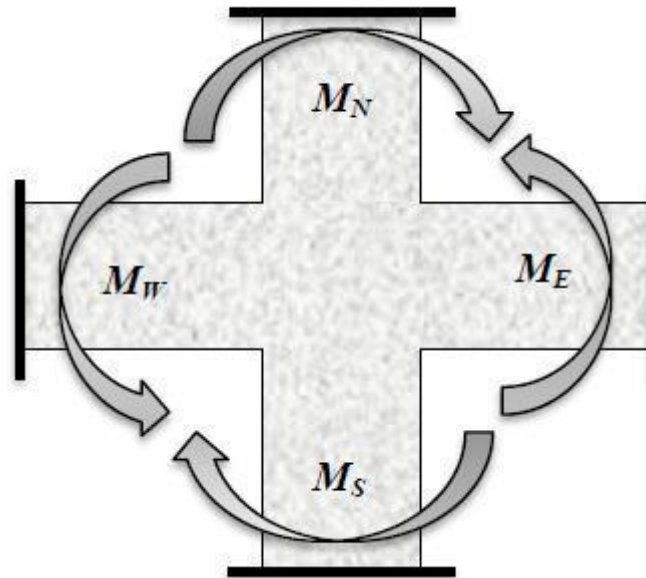


Figure V.6.répartition des moments dans les zones nodales

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux en dans les poutres :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$M_R$ (KN.m)
E.sol et s.sol	0.65	0,58	33,17	348	669.50
RDC et 1 <sup>er</sup>	0.60	0.54	28.65	348	538.39
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	0.55	0.495	24.13	348	415.66
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	0.5	0.45	18.47	348	289.24
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	0.55	0.405	15.21	348	214.37
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	0.40	0.36	12.32	348	154.34

Tableau.V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
E.sol	0.4	0.36	6.03	348	75.54
s.sol	0.4	0.36	6.03	348	75.54
RDC	0.4	0.36	7,57	348	94.83
1 <sup>ér</sup>	0.4	0.36	9,11	348	114.13
2 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	9,11	348	114.13
3 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	8.04	348	100.72
4 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	7,57	348	94.83
5 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	7,57	348	94.83
6 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	6.03	348	75.54
7 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	6.03	348	75.54
8 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	6.03	348	75.54
9 <sup>ème</sup>	0.4	0.36	6.03	348	75.54

Tableau.V.16. Moments résistants dans les poutres Secondaires

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
E.sol	0.35	0.315	6.03	348	66.10
s.sol	0.35	0.315	6.03	348	66.10
RDC	0.35	0.315	6.03	348	66.10
1 <sup>ér</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
2 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
3 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
4 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
5 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
6 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
7 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
8 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10
9 <sup>ème</sup>	0.35	0.315	6.03	348	66.10

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> + M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25(M <sub>W</sub> + M <sub>E</sub> )	Observation
E.sol	669.50	669.50	1339	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
s.sol	538.39	669.50	1207.89	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
RDC	538.39	538.39	1076.78	94.83	94.83	237.075	Vérifiée
1 <sup>ér</sup>	415.66	538.39	954.05	114.13	114.13	285.325	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	415.66	415.66	831.32	114.13	114.13	285.325	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	289.24	415.66	704.9	100.72	100.72	251.8	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	289.24	289.24	578.48	94.83	94.83	237.075	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	214.37	289.24	503.61	94.83	94.83	237.075	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	214.37	214.37	428.74	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	154.34	214.37	368.71	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	154.34	154.34	308.68	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	0	154.34	154.34	75.54	75.54	188.85	N.Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens Secondaires

Niveaux	$M_N$	$M_S$	$M_N + M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
E.sol	669.50	669.50	1339	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
s.sol	538.39	669.50	1207.89	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
RDC	538.39	538.39	1076.78	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	415.66	538.39	954.05	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	415.66	415.66	831.32	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	289.24	415.66	704.9	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	289.24	289.24	578.48	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	214.37	289.24	503.61	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	214.37	214.37	428.74	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	154.34	214.37	368.71	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	154.34	154.34	308.68	66.10	66.10	165,25	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	0	154.34	154.34	66.10	66.10	165,25	N.Vérifiée

D’après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée sauf les 2 derniers étages donc les rotules plastique se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux

➤ Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher (Sous-Sol, E-sol, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>) et le reste des schémas vont être exposé dans l’annexe F.

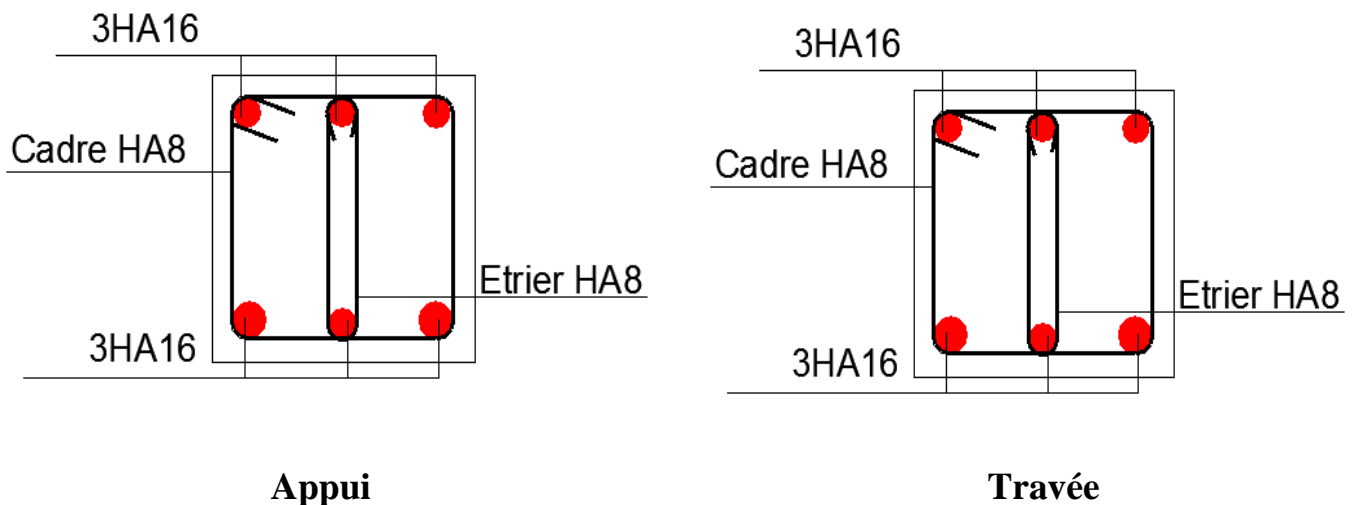


Figure V.7.Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher (Sous-sol,E-sol,6<sup>ème</sup>,7<sup>ème</sup>,8<sup>ème</sup>,9<sup>ème</sup>)



## 4. Etude des voiles

### 4.1.Introduction

Le RPA version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone II<sub>a</sub>.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où , les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q \pm E$
- 3)  $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N^{max} & \rightarrow M^{correspondant} \\ M^{max} & \rightarrow N^{correspondant} \\ N^{min} & \rightarrow M^{correspondant} \end{cases}$$

### 4.2.Recommandation du RPA99Version 2003

#### ➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ Zone tendue :un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,20% de la section du béton ,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$   
Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue  
e:épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

#### ➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres/m<sup>2</sup>

➤ Règles communes (RPA 99 ver 2003 Art.7.7.4.3)

- ✓ Le pourcentage minimum d’armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10%
- ✓ L’espace des nappes d’armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min (1,5 e; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - 2)  $20\phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possible de charges
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :
 
$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement

4.3.Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.19.Les Sollicitations dans le voile Vx1

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
E.sol et s.sol	2257.94	1527.88	-323.76	1512.12	-1535.56	2255.67

4.4.Ferraillage des voiles

Calcul de ferraillage sous ( $N^{min} \rightarrow M^{corr}$ )

le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M,N) pour une section ( $e \times l$ )

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$L = 1,8 \text{ m}$  ,  $d = 1,75 \text{ m}$  ,  $e = 0.15 \text{ m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 4.67 > \frac{l}{2} = 0,9 \rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l’extérieur de la section donc la section est section partiellement comprimée (SPC)

Donc :

$$A = 26.96 \text{ cm}^2$$

Avec :

A : la section de ferraillage

➤ Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15 \% \times 0,15 \times 1,8 = 4.05 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

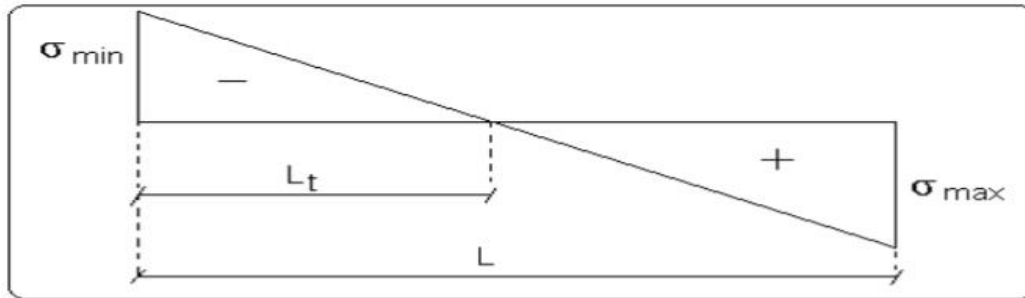


Figure V.8. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = \frac{-323.76 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1.8} + \frac{1512.12 \times 10^{-3}}{0.0729} 0.9 = 17.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = -19.87 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{17.47 \times 1.8}{19.87 + 17.47} = 0,84 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,15 \times 0,84 = 2.52 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,8 - 2 \times 0,84$$

$$l_c = 0,12 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0,1\% 0,15 \times 0,12 = 0.18 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

Avec : -  $S_t = 11 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 22 \text{ cm}$  sur en dehors de  $L/10$  du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 308,40 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 308.40 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1.75} = 1.64 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm}$$

On prend  $S_t = 20\text{cm}$

$$A_h = \frac{1,64 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles

**Tableau V.20.** Sollicitations maximales dans les voiles Vx1 (0,15 × 1,8)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>E.sol et s.sol</b>	2257.94	1527.88	-323.76	1512.12	-1535.56	2255.67	308.40
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	2040.49	-950.89	-273.91	981.37	-997.55	2039.73	301.68
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup></b>	1509.74	-381.14	-79.50	429.61	-444.82	1501.12	230.66
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>	1009.30	-195.07	74.46	258.37	-275.715	977.80	190.12
<b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup></b>	592.61	-69.81	136.31	160.09	-196.50	569.84	151.33
<b>8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup></b>	295.37	69.82	63.25	23.95	191.93	96.64	96.07

**Tableau V.21.** Sollicitations maximales dans le voile Vx2 (0,15 × 1,6)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>E.sol et s.sol</b>	2487.07	-1202.48	189.44	58.28	-1202.48	2487.07	247.17
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	2261.40	-735.47	219.31	56.65	-735.47	2261.40	226.79
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup></b>	1750.58	-356.08	325.56	58.73	-356.08	1750.58	191.81
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>	1319.05	26.86	321.04	111.96	-241.64	1228.77	172.45
<b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup></b>	892.06	37.70	241.91	58.36	-166.57	777.67	146.65
<b>8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup></b>	458.33	50.31	89.67	54.06	112.17	157.66	99.01

**Tableau V.22.** Sollicitations maximales dans les voiles dans le sens Y-Y (0,15 × 2,0)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>E.sol et s.sol</b>	2212.78	-2406.48	-465.05	2389.56	2406.48	2212.78	414.55
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	2018.79	-1487.76	-432.18	1511.52	1560.74	92.88	401.68
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup></b>	1524.88	-530.23	-257.87	568.40	620.22	18.55	276.93
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>	1034.05	-276.56	-87.43	304.42	355.48	118.18	218.97
<b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup></b>	605.11	-192.52	20.94	215.36	289.89	141.53	172.07
<b>8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup></b>	172.07	-196.26	34.25	212.88	-278.140	118.71	91.56

Tableau V.23.Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vx1 (0,15 × 1,8)

Niveau	E.sol et s.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>
N(KN)	-323.76	-273.91	-79.50	74.46	136.31	96.64
M(KN)	1512.12	981.37	429.61	258.37	160.09	191.93
V(KN)	308.40	301.68	230.66	190.12	151.33	96.07
$\tau$ (MPa)	1.64	1.61	1.25	1.01	0.81	0.51
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	26.96	18.85	7.19	2.79	0.5	1.55
$A_{min}(cm^2)$	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
$l_t$	0.84	0.82	0.85	0.98	1.13	1.04
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.52	2.47	2.55	2.93	3.39	3.11
$A_{z.tendu}$	28,4	19,11	8,04	6,03	6,03	6,03
$N_{barre}/face$	8HA16+8HA14	8HA14+6HA12	16HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_t$ (cm)	22	22	22	22	22	22
$A_{min}^{compr}(cm^2)$	0.18	0.16	0.15	0	0	0
$A_{z.comp}$	4,52	4,52	4,52	/	/	/
$N_{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	/	/	/
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,53	1,51	1,17	0,95	0,76	0,48
$A_h^{min}$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$	1,57	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
$N_{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24.Sollicitation et ferrailage dans le voile Vx2 (0,15 × 1,6)

Niveau	E.sol et s.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>
N(KN)	2487.07	2261.40	1750.58	1319.05	892.06	458.33
M(KN)	-1202.48	-735.47	-356.08	26.86	37.70	50.31
V(KN)	247.17	226.79	191.81	172.45	146.65	99.01
$\tau$ (MPa)	1.49	1.36	1.15	1.04	0.88	0.56
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	11.07	0	0	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$l_t$	1.24	1.46	0.14	0.86	0.93	1.13
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.72	4.37	0.57	2.58	2.78	3.39
$A_{z.tendu}$	12,57	6,03	6,03	6,03	6,03	6,03
$N_{barre}$	16HA10	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_t$ (cm)	22	22	22	22	22	22
$A_{min}^{compr}(cm^2)$	0	0	1.83	0	0	0
$A_{z.comp}$	/	/	3,14	/	/	/
$N_{barre}$	/	/	4HA10	/	/	/
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,40	1,27	1,08	0,977	0,82	0,22
$A_h^{min}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

$A_h^{adop}$	1,57	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
$N_{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24.Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vy1(0,15 × 2,0)

Niveau	E.sol et s.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>
N(KN)	-465.05	-432.18	-257.87	-87.43	20.94	34.25
M(KN)	2389.56	1511.52	568.40	304.42	215.36	212.88
V(KN)	414.55	401.68	276.93	218.97	172.07	91.56
$\tau(MPa)$	1.95	1.92	1.32	1.05	0.82	0.44
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	39.06	28.9	10.55	5	2.5	2.3
$A_{min}(cm^2)$	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
$l_t$	0.94	0.9	0.85	0.9	1.03	1.05
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.81	2.71	2.55	2.71	3.10	3.16
$A_{z.tendu}$	40,21	30,79	16HA8+4HA10	16HA8	16HA8	16HA8
$N_{barre}$	20HA16	20HA14	11,18	8,04	8,04	8,04
$S_t(cm)$	22	22	22	22	22	22
$A_{min}^{compr}(cm^2)$	0.19	0.28	0.45	0.28	0	0
$A_{z.compr}$	3,14	3,14	3,14	3,14	/	/
$N_{barre}$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	/	/
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,83	1,8	1,24	0,98	0,77	0,41
$A_h^{min}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$A_h^{adop}$	2,26	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01
$N_{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

➤ Schéma de ferrailage

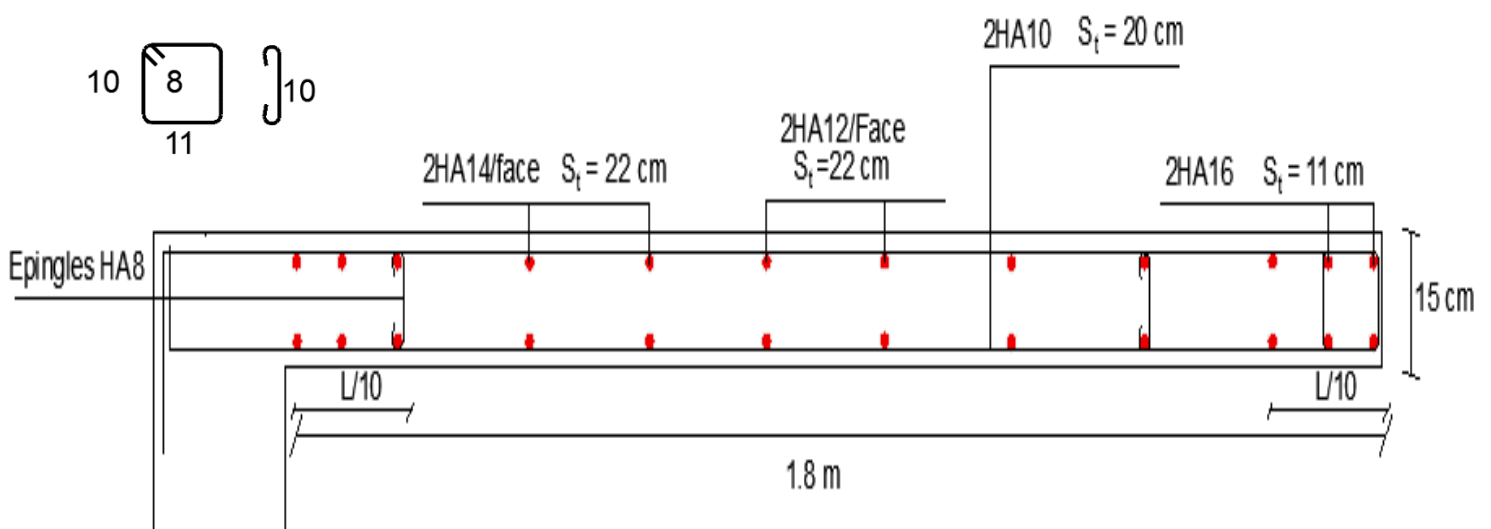


Figure V.9.Schéma de ferrailage du voile Vx1

# *Chapitre VI*

**CHAPITRE VI : Infrastructure****1. Introduction :**

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (Semelle sous pieux)

**2. Combinaisons de calcul :**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

**3. Reconnaissance du sol :**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 3 bars ancré à 6m de profondeur (Annexe D) .

**4. Choix du type de fondation :**➤ **Vérification de la semelle isolée :**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS, V16.  $N = 1528,8 \text{KN}$

$S$  : Surface d'appui de la semelle  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \longrightarrow A = \frac{a}{b} B$$

$a, b$  : dimension du poteau à la base.

On remplace  $A$  dans l'équation (1) on trouve :



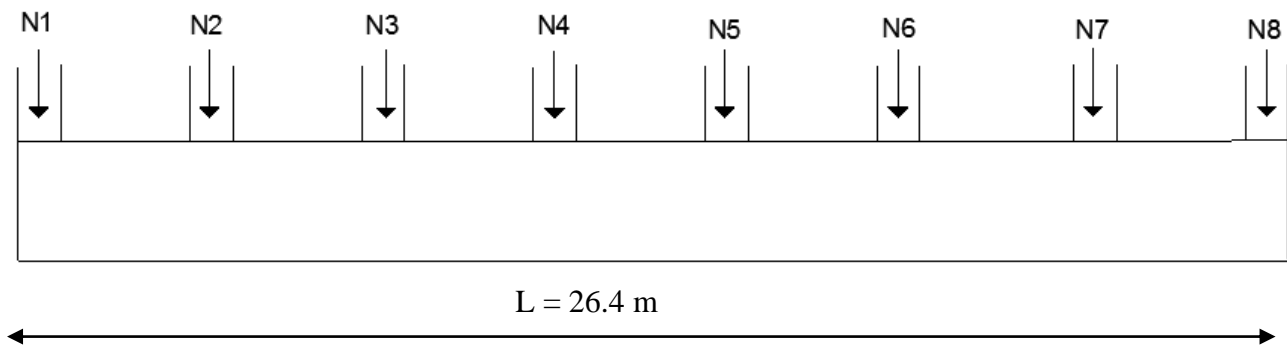
$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,60} \times \frac{1540,96}{300}} \longrightarrow B \geq 2,36m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,4 m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

➤ **Vérification de semelle filante.**

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire dans le sens X-X et Y-Y

**a) Dans le sens X-X**



**Figure VI.1.** semelle filante dans le sens X-X

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

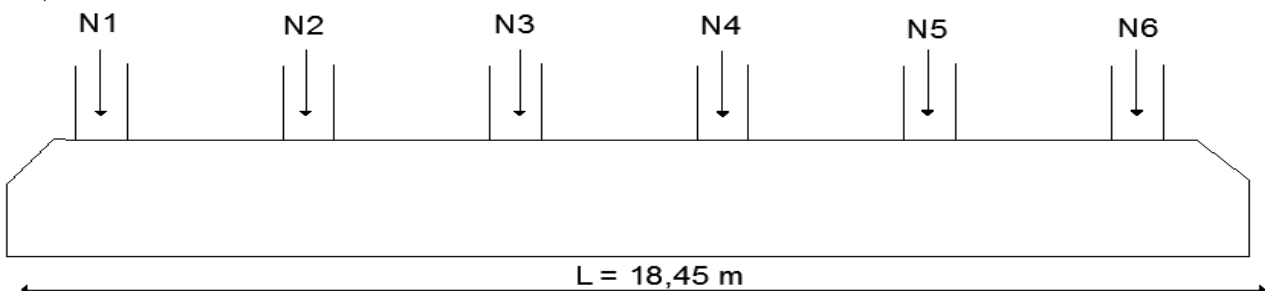
$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

- $N1 = 542,75 \text{ KN}$  ;  $N5 = 1528,8 \text{ KN}$
- $N2 = 767,92 \text{ KN}$  ;  $N6 = 1240,45 \text{ KN}$
- $N3 = 1243,76 \text{ KN}$  ;  $N7 = 785,94 \text{ KN}$
- $N4 = 1527,06 \text{ KN}$  ;  $N8 = 511,11$
- $\sum_{i=1}^7 N_i = 8167,79 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{8167,79}{300 \times 26,4} = 1,03 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,4 m, donc il y pas de chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas

**b) Dans le sens Y-Y**



**Figure VI.2.** Semelle filante dans le sens Y-Y

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1528,8 \text{ KN}$  ;  $N_4 = 1209,43 \text{ KN}$   
 $N_2 = 1158,26 \text{ KN}$  ;  $N_5 = 1144,14 \text{ KN}$   
 $N_3 = 994,55 \text{ KN}$  ;  $N_6 = 1415,93 \text{ KN}$   
 $\sum_{i=1}^7 N_i = 7451,11 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{7451,11}{300 \times 18,45} = 1,35 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,4 m, donc il y pas de chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que **ce type de semelles convient à notre cas.**

**Remarque :**

D'après le rapport de sol (annexe D) exige de mettre un radier général au niveau des fondations

➤ **Radier général**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure.

**4.1.Le Prédimensionnement**

**1. La condition de coffrage :**

❖ **Nervure** :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots (a)$

❖ **Dalle** :  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$

$L_{max} = 4,20 \text{ m}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.  
 $h_t$ : hauteur de la nervure.  
 $h_r$ : hauteur du radier

**2. La condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{Tel que :}$$

- E : Module d'élasticité du béton,  $E=32.164195 \times 10^6 \text{ MPa}$
- I : Inertie de la section du radier
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K= 4 \times 10^4 \text{ MPa}$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier).

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,2^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 32.164195 \times 10^6}} = 0.5758\text{m} \dots \dots \dots (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure  $h_t = 70\text{cm}$
- ✓ La hauteur du radier  $h_r = 30\text{ cm}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32.164195 \times 10^6 \times (\frac{0.65^3}{12})}{4 \times 10^4}} = 2.93\text{m}$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow 4,2\text{ m} \leq 4.60\text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**4.2. Calcul de la surface du radier**

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0.65 \times 0.70 \times 306 \times 25 = 3480.75\text{ KN}$$

$$N_{ser} = 57584.0045 + 3480.75 = 61064.75\text{ KN}$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{61064.75}{3 \times 100} = 203,55\text{ m}^2$$

**La surface du bâtiment** : vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de forme adéquate (triangles, rectangles, etc.)

$$S_{bat} = 500,6\text{ m}^2$$

$$S_{bat} > S_{rad} \text{ On n'a pas besoins des débords ; on prend } S_{rad} = S_{bat} = 500,6\text{ m}^2.$$

**4.3. Les vérifications nécessaires**

**4.3.1. Vérification de la contrainte dans le sol**

**a) Centre de gravité du radier**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} \end{cases}$$

A l'aide du programme <GEOSEC>, on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 13,35\text{ m}, & Y_G = 9,37\text{ m} \\ I_x = 14666,7\text{ m}^4, & I_y = 29740,9\text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum N_{xi}}{\sum N_i} = \frac{684973,29}{51013,1} = 13,4274\text{ m} \\ Y_t = \frac{\sum N_{yi}}{\sum N_i} = \frac{469320,52}{51013,1} = 9,20\text{ m} \end{cases}$$

**b) Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G)**

$$\begin{cases} e_x = X_G - x_t = 13,35 - 13,427 = 0.077\text{ m} \\ e_y = Y_g - Y_t = 9,37 - 9,20 = 0.17\text{ m} \end{cases}$$

**c) Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques**

$$\begin{cases} M_x = \sum N_i \times e_y = 51013,1 \times 0,077 = 3928,0087 \text{ KN.m} \\ M_y = \sum N_i \times e_x = 51013,1 \times 0,17 = 8672,227 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

$N_i$  : L'effort normal de chaque poteau a la base.

$N_{(x-y)i}$  : L'effort normal de chaque poteau à la base, fois son centre du gravité

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme, ou la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte du sol, tel que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0,3 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

- **Sens X-X**

Données :  $N=51,0131 \text{ MN}$ ,  $M_x=3,9280087 \text{ MN.m}$ ,  $Y_G=9,37 \text{ m}$ ,  $I_x=14666,7 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{51,0131}{500,6} + \frac{3,9280087 \times 9,37}{14666,7} = 0,1044 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{51,0131}{500,6} - \frac{3,9280087 \times 9,37}{14666,7} = 0,099 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,1044 + 0,099}{4} = 0,1030 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,3 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens Y-Y**

Données :  $N=51,0131 \text{ MN}$ ,  $M_y=8,672227 \text{ MN.m}$ ,  $X_G=13,35 \text{ m}$ ,  $I_y=29740,9 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{51,0131}{500,6} + \frac{8,672227 \times 13,35}{29740,9} = 0,1056 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{51,0131}{500,6} - \frac{8,672227 \times 13,35}{29740,9} = 0,098 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times 0,1056) + 0,098}{4} = 0,1037 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,3 \text{ MPA} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**4.3.2. vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5)**

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens X-X**

$$e = \frac{3,9280087}{51,0131} \leq \frac{26,7}{4} \Rightarrow e = 0,077 \text{ m} \leq 6,675 \text{ m}$$

- **Sens Y-Y**

$$e = \frac{8,672227}{51,0131} \leq \frac{33}{4} \Rightarrow e = 0,17 \text{ m} \leq 4,69 \text{ m}$$

**4.3.3. vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 1,16 \text{ MPA}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 51,0131 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{51,0131 \times 4,2}{2 \times 500,1} = 0.2142 \text{ MN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \tau_u} = \frac{0.2142}{1 \times 1.16} = 0.1846 \text{ m} \Rightarrow \text{soit } d=20\text{cm.}$$

#### 4.3.4. vérification au poinçonnement BAEL 99(article A.5.2.4.2)

Selon le BAEL, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier

$U_c$  : Périmètre du contour

- Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau du RDC (60\*65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.7 = 1.3 \\ B = b + h_t = 0.65 + 0.7 = 1.35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.3 \text{ m}$$

$$N_d = 2.2912 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.3 \times 0.7 \times \frac{25}{1.5} = 2,78 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

#### 4.4.Ferraillage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier. On le calcul pour une bande de 1 m.

##### 4.4.1. Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_{u,cal} = 79104.4853 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = S \times h_r \times \gamma_b = 500,6 \times 0.3 \times 25 = 3753,5 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0.65 \times 0.7 \times 306 \times 25 = 3480.75 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner})$$

$$N_u = 79104.4853 + 1.35(3753,5 + 3480.75) = 88870,72 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{88870,72}{500,6} = 177,53 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,1 - 0.65 = 3.45 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,5 - 0.65 = 3,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{3,85} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0456 \times 177,53 \times 3,45^2 \\ M_{0y} = 0,7834 \times 96,355 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 96,355 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 75,484 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 96,355 = 72,266 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 75,484 = 56,613 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -48,177 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b × h) = (1 × 0.3) m<sup>2</sup>  
 On a: b = 100cm, h = 30cm, c = 5 cm, f<sub>c28</sub> = 25MPa, f<sub>e</sub> = 400MPa, d = 25cm.

✓ **Exemple : en travée sens X-X**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72.266 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 14.2} = 0.0814 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1063 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2393 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{72.266 \times 10^{-3}}{348 \times 0.2393} = 8,68 \times \frac{10^{-4} \text{ m}^2}{\text{ml}} = 8,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

De la même manière pour le sens Y-Y et l'appui on obtient les résultats suivants :

**Tableau VI. 1.** Section d'armature 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>bre</sup> barres	St (cm)
Travée	X-X	72.266	8,68	2.52	9,23	6HA14	20
	Y-Y	56,613	6,73	2.4	6,79	6HA12	20
Appui		-48,177	5,70	2.52	6,79	6HA12	20

**4.4.2. Vérifications nécessaires**

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ Avec : } \rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.90)}{2} \times 100 \times 30 = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

A<sub>cal</sub> > A<sub>min</sub> → condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec A<sub>cal</sub>

- **Espacement des armatures**

Fissuration nuisible :

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

**En travée :**  $S_{tx} = S_{ty} = 20 \text{ cm}$

**En appui :**  $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{177,53 \times 3,45}{2} \times \frac{3,85^4}{3,45^4 + 3,85^4} = 186,185 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{177,53 \times 3,85}{2} \times \frac{3,45^4}{3,45^4 + 3,85^4} = 133,979 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{186,185 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 0,744 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{133,979 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 0,536 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_{s,cal} = 57584,0045 \text{ KN.m}$$

$$N_s = N_{s,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 57584,0045 + 3753,5 + 3480,75 = 64819,25 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{64819,25}{500,6} = 129,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 81,37 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 69,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 81,37 = 61,03 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 0,75 \times 69,18 = 51,88 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -40,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6333 \text{ MPa}$$

Les résultats des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI. 2.** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
Travée	X-X	61,03	7.05	56289	7.64	vérifiée	291.93	Non vérifiée
	Y-Y	51,88	6.19	43942	7.31	vérifiée	274.06	Non vérifiée
Appui		-40,68	6.19	43942	5.73	vérifiée	261.20	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS.

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

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

• **Exemple de calcul**

M<sub>ser</sub> = 61,03 KN.m

$$\beta = \frac{61,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 201.63} = 4.84 \times 10^{-3}$$

Après itérations, on trouve : α = 0.330

$$A_{st} = \frac{61,03 \times 10^{-3}}{0.25 \left(1 - \frac{0.330}{3}\right) 201.63} = 13.60 \text{ cm}^2$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 3.** Choix du ferrailage et vérifications des contraintes.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	61.03	4.84	0.330	13.60	14.07	7HA16	15
	Y-Y	51.88	4.12	0.308	11.47	12.06	6HA16	18
Appui		-40.68	3.23	0.278	8.89	9.23	6HA14	18

• **Vérification des espacements**

$$\text{Travée : } \begin{cases} \text{Selon X - X : } St \leq \begin{cases} \min(2.5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/6 = 16.67 \end{cases} \\ \text{Selon Y - Y : } St = 15 \text{ cm} < \min(3h_r, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Appuis : } St \leq \begin{cases} \min(2.5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :



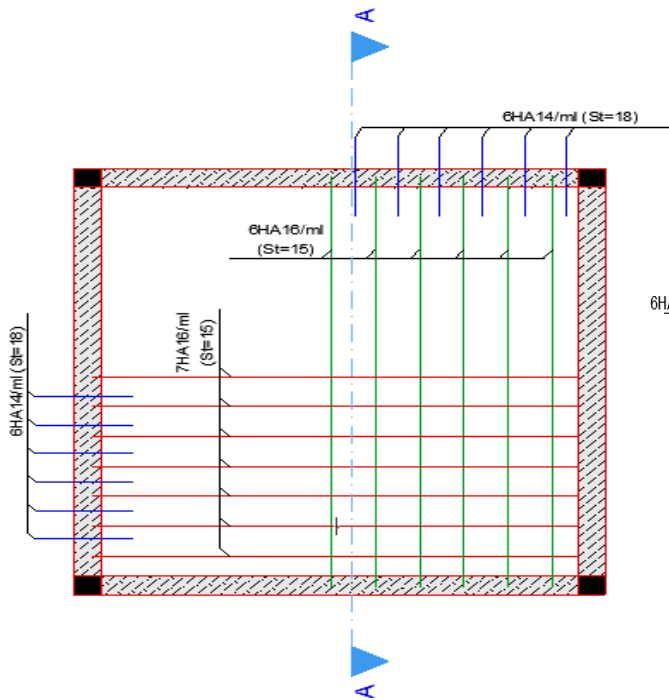


Figure VI. 3. Ferrailage d'un panneau de radier.

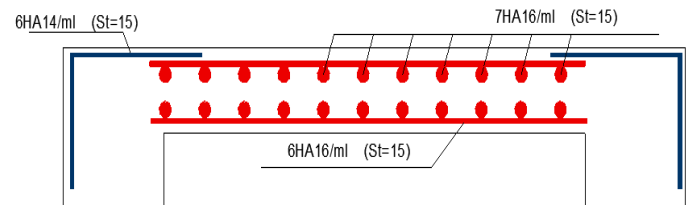


Figure VI. 4. Coupe A-A

### 4.5. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### 4.5.1. A l'ELU:

##### a) Charges triangulaires

$P_m' = P_v' = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \quad \text{: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

##### b) Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

- $P_m$  : charge uniforme qui donne le même moment maximal que la charge réelle
- $P_v$  : charge uniforme qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.
- $\rho = \frac{Lx}{Ly}$
- $P$  : charge répartie sur la surface du radier

➤ MODILISATION AVEC LOGICIEL SAFE V12

❖ Les moments à L'ELU :

• Sens x-x

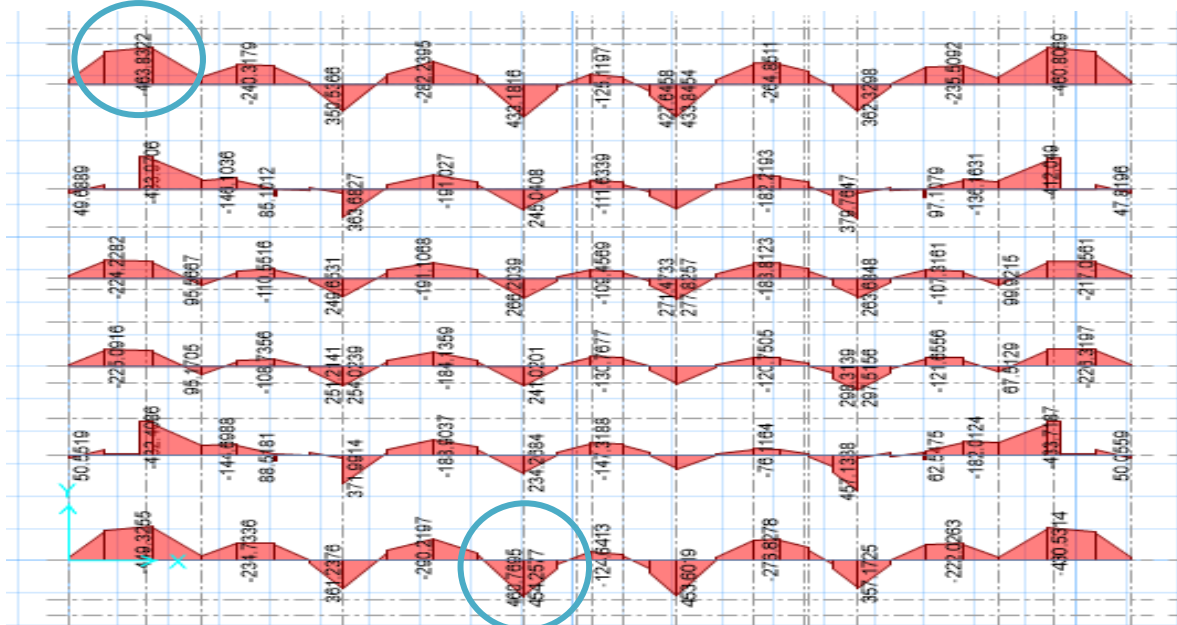


Figure VI. 5. Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X

Moment max dans la nervure est : En travée = **463,83KN**  
 En appui = **460,77 KN**

• Sens Y-Y

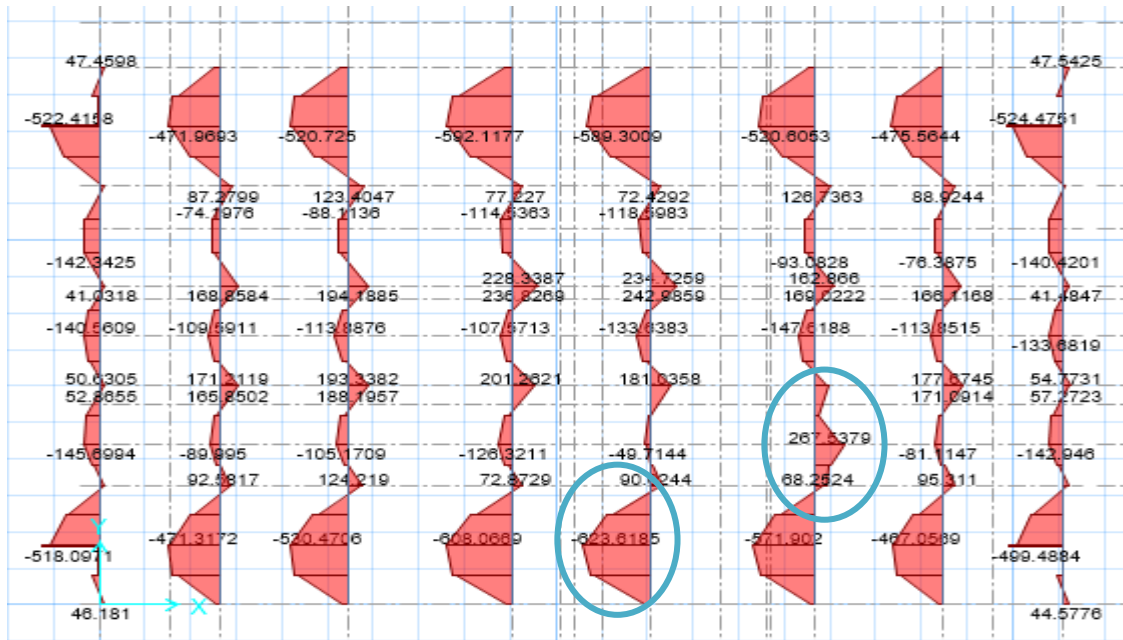


Figure VI. 6. Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y

Moment max dans la nervure est : **En travée = 623,62KN**  
**En appui = 267,53**

❖ Les moments à L'ELS :

• Sens x-x

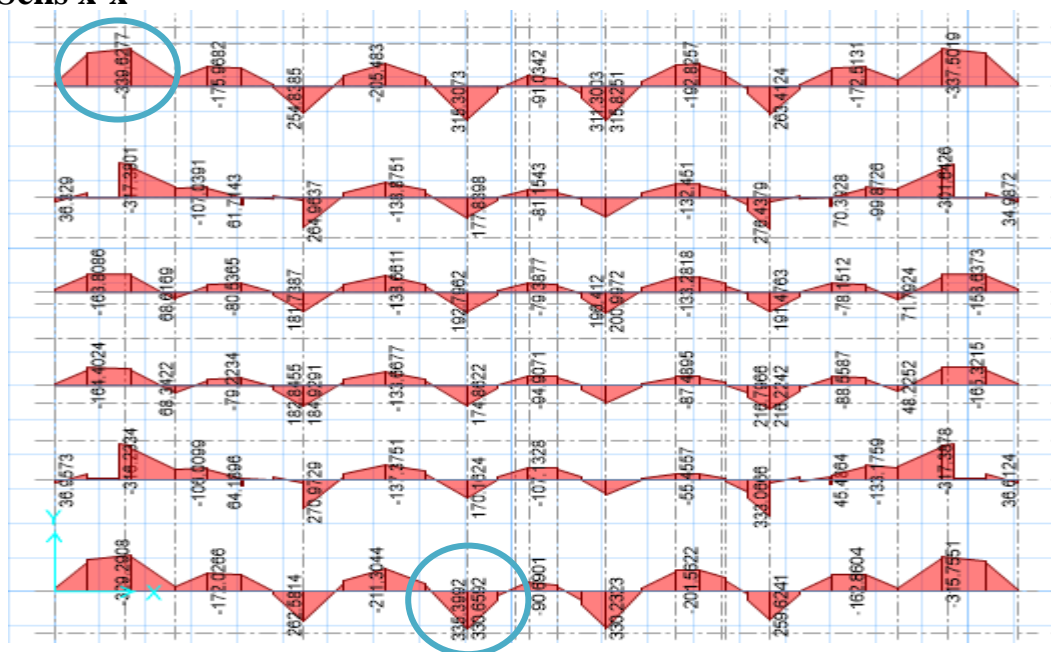


Figure VI. 7. Diagramme des moments de la nervure selon le sens X-X

Moment max dans la nervure est : **En travée = 339,63KN**  
**En appui = 335,40 KN**

• Sens Y-Y

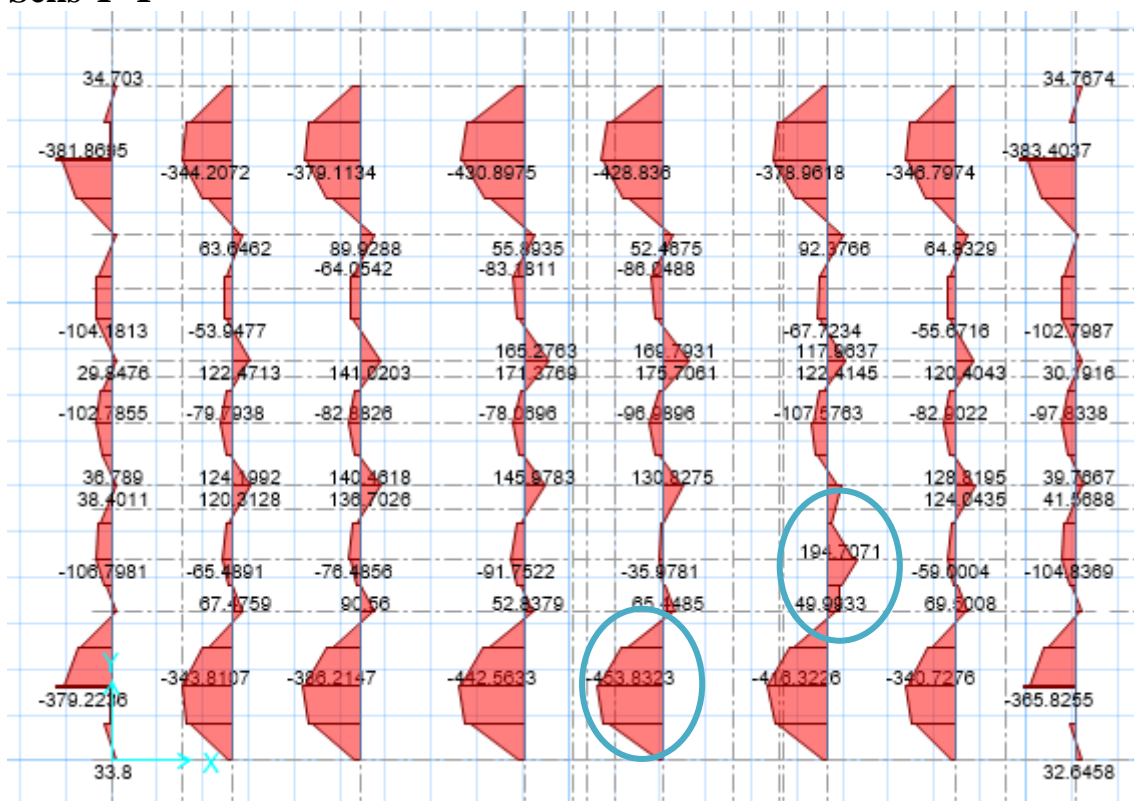


Figure VI. 8. Diagramme des moments de la nervure selon le sens Y-Y

Moment max dans la nervure est : **En travée = 453,83KN**  
**En appui = 194,71 KN**

❖ Les efforts tranchants:

• Sens X-X

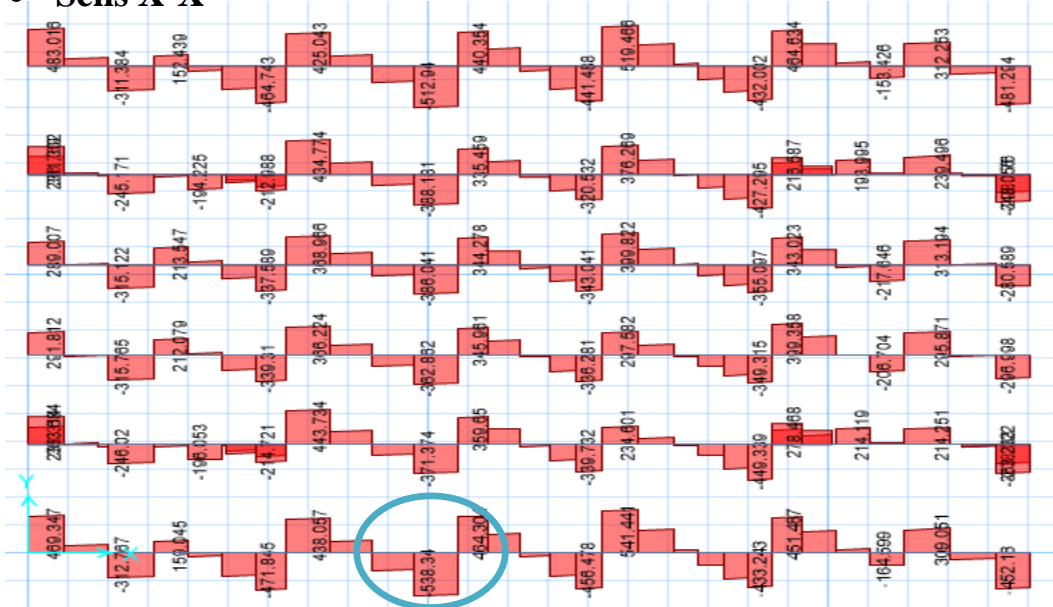


Figure VI. 9. Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens X-X

• Sens Y-Y

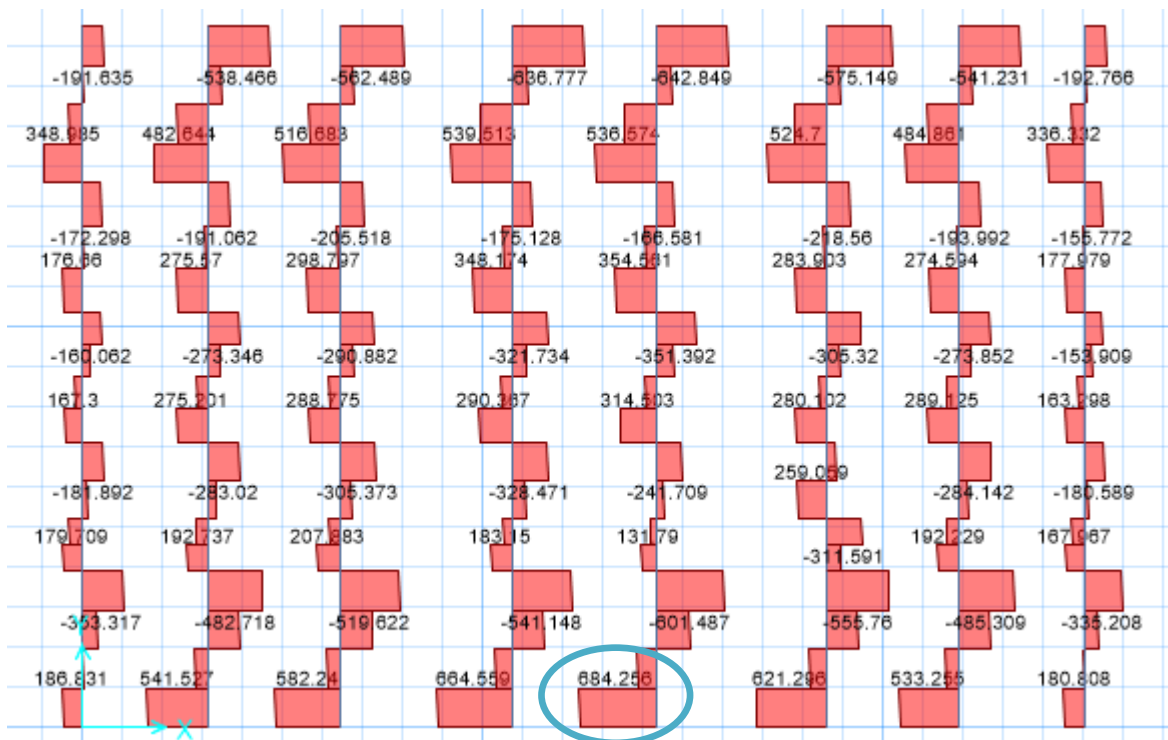


Figure VI. 10. Diagramme des efforts tranchants de la nervure selon le sens Y-Y

4.4.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T

• Détermination de la largeur b

1) Sens X-X

On a : h = 0.7 m ; h<sub>0</sub> = 0.3  
 b<sub>0</sub> = 0.65m ; d = 0.65 m

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA (art4.1.3)}$$

$$\frac{b-0.65}{2} \leq \min \left( \frac{3.85}{2} ; \frac{2.75}{10} \right) = \min (1.925 ; 0.275)$$

Donc b = 1.20m

2) Sens Y-Y

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right)$$

$$\frac{b-0.65}{2} \leq \min \left( \frac{3.45}{2} ; \frac{2.65}{10} \right) = \min (1.725 ; 0.265)$$

Donc b = 1.20m

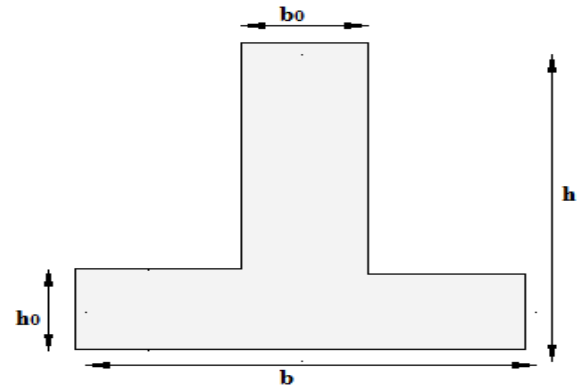


Figure VI. 11. Section de la nervure à ferrailer.

Tableau VI. 4.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>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	463,83	21,25	9,1	21,3	6HA16+6HA14
	Appui	460,77	21,1	9,1	19.16	6HA16+6HA14
Y-Y	Travée	623,62	28,94	9,1	30,91	6HA20+6HA16
	Appuis	267,53	12,07	9,1	12.31	8HA14

• Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(12 ; 20 ; 65)$$

Soit  $\Phi_t = 8$  mm.

• Vérification de l'effort tranchant à L'ELU

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

$$FN \Rightarrow \bar{\tau} < \min (0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{538.34 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.65} = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{684.26 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.65} = 0.877MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• Vérification la liaison nervure table vis à vis de Vu

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9dbh_0} = \frac{684.26 \times 10^{-3} \left( \frac{1.2-0.65}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 1.2 \times 0.3} = 0.893 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.893 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Vérification des contraintes à l'ELS

**Tableau VI. 5.** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
X-X	Travée	339,63	17,85	970667	6,24 < 15	vérifier	247.46 > 201.63	Non vérifier
	Appui	335,40	17,36	898569	6,48 < 15	vérifier	266.73 > 201.63	Non vérifie
Y-Y	Travée	453,83	19,88	1277181	7,06 < 15	vérifier	240.49 > 201.63	Non vérifier
	Appui	194,71	16,05	709706	4,40 < 15	vérifier	201.44 < 201.63	vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS. Les résultats de calcul sont résumés ci-dessous :

**Tableau VI. 6.** Ferrailage des nervures à l'ELS.

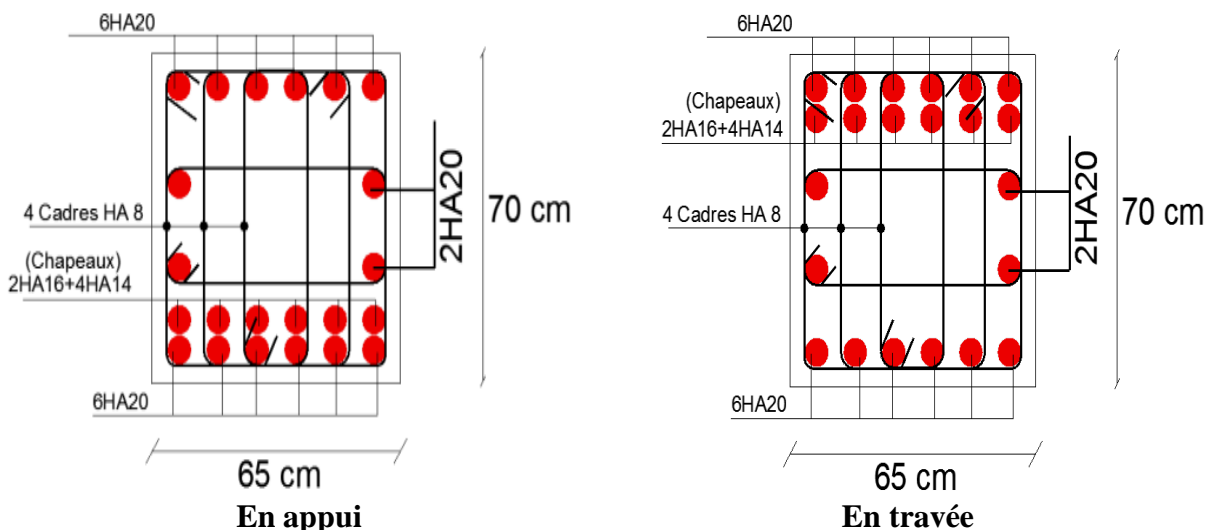
Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres
X-X	Travée	339,63	3.32	0.281	28.59	29.03	6HA20+2HA16+4HA14
	Appui	335,40	3.28	0.280	28.22	29.03	6HA20+2HA16+4HA14
Y-Y	Travée	453,83	4.44	0.319	38.75	39.27	8HA25

**c) Les armatures de peau RPA99/2003 (art 7.7.3.3.c)**

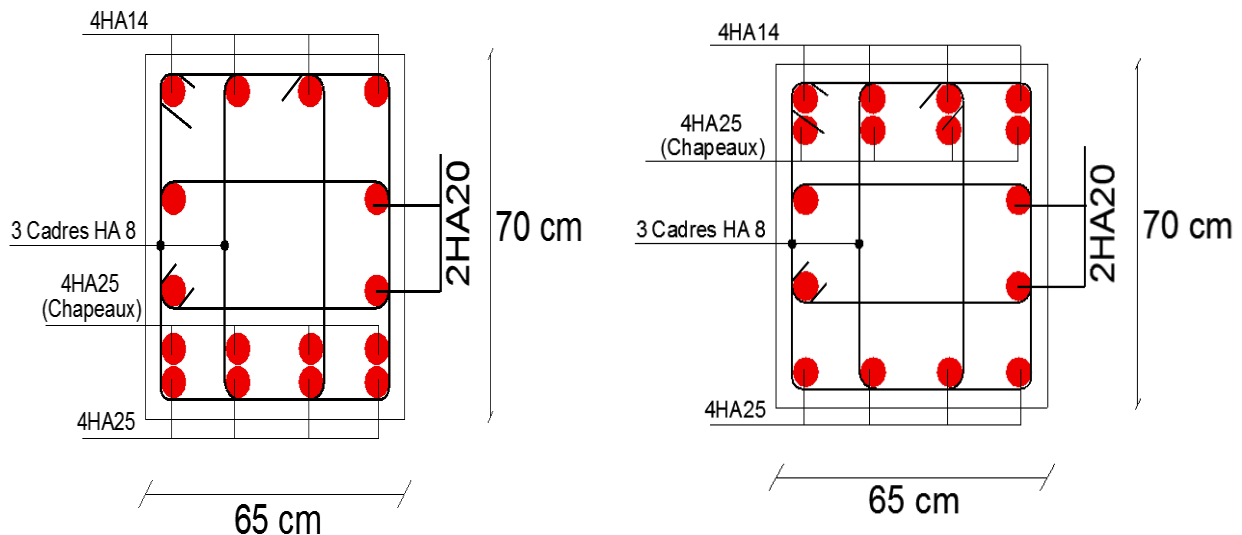
Pour éviter le risque de fissures, le RPA99/2003 exige de mettre des armatures de peau qui doivent être au total d'un minimum égales :

$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.2\% (0.7 \times 0.65) = 9.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2$

Les schémas du ferrailage des nervures sont donnés dans les figures ci-dessous :



**Figure VI. 12.** Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens X-X.



**En appui** **En travée**  
**Figure VI. 13.**Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y.

**5. Etude du voile périphérique**

D’après le **RPA99/2003(art10.1.2)**, le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

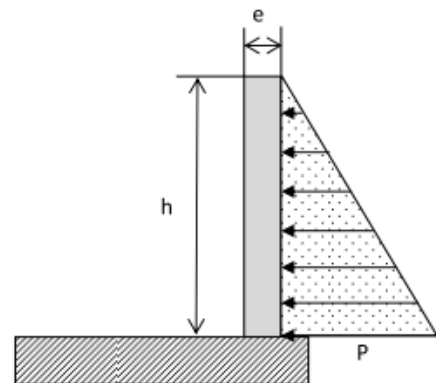
- L’épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d’armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d’une manière importante.

**4.4.3. Dimensionnement des voiles**

- Hauteur  $h = 3,06m$
- Longueur  $L = 4,20 m$
- Epaisseur  $e = 15cm$

➤ **Caractéristiques du sol (Annexe D)**

- Poids spécifique  $\gamma_h = 20KN/m^3$
  - Cohésion  $c = 0,2bar$
  - Angle de frottement :
- Se situe dans l’intervalle suivant :  
 $\varphi \in [15^\circ - 25^\circ] = 15^\circ$



**Figure VI.14.** Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

➤ **La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3,06 \times 20 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 20 \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) = 5.34 KN/m^2$$

➤ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10\text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 5,88\text{KN}/\text{m}^2$$

**5.1.Ferrailage du voile**

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.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 16,03 + 8,82}{4} = 14,23\text{KN}/\text{m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 8.82\text{KN}/\text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 16,03 \text{KN}/\text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 14.23\text{KN}/\text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06\text{m} \quad b = 1\text{m}$$

$$L_y = 4,2\text{m} \quad e = 0,15\text{m}$$

$$\rho = 3,06/4,2 = 0,73 > 0,4 \rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{ax} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{ay} = \mu_y \times q \times M_{ax}$$

$$\rho = 0,73 \rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0,0646 \times 14.23 \times 3,06^2 = 8,61\text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,4780 \times M_{ax} = 4,12\text{KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85M_{ax} = 7,32\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,85M_{ay} = 3,50\text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_x = -2,93\text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI.7.** Ferrailage des voiles périphériques

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	7,32	0,0357	0,045	0,118	1,78	1,5	4HA10=3,14
	Y-Y	3,50	0,0171	0,021	0,119	0,84	1,5	4HA8=2,01
Appui		-2,93	0,0143	0,018	0,119	0,71	1,5	4HA8=2,01



✓ **Espacement**Sens x-x ;  $S_t \leq \min(2e; 25cm) \rightarrow S_t = 25cm$ Sens y-y ;  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \rightarrow S_t = 25cm$ ✓ **Vérifications :**

$$\rho = 0,73 > 0,4$$

$$e = 15cm > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,73) 100 \times 15 = 1,36cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2cm^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5cm^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14,23 \times 3,06}{2} \times \frac{4,2^4}{3,06^4 + 4,2^4} = 16,94KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14,23 \times 4,2}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 4,2^4} = 6,57KN$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,94MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,17MPa$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0,73 \rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 11,22 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,88 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 11,22 + 5,88}{4} = 9,885KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 9,885KN/ml$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{0x} = 0,0708 \times 9,885 \times 3,06^2 = 6,55KN.m$$

$$M_{0y} = 0,6188 \times 6,55 = 4,05KN.m$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,85M_{0x} = 5,57 KN.m$$

$$M_y = 0,85M_{0y} = 3,44 KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_x = -2,29KN.m$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_s$ KN.m	Y (cm)	I $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	5,57	2,92	4713.1	3,45 < 15	Vérifié	160,96 < 201,63	Vérifié
	y-y	3,44	2,40	3239,4	2,55 < 15	Vérifié	152,92 < 201,63	Vérifié
Appui	2,29	2,40	3239,4	1,70 < 15	Vérifié	101,80 < 201,63	Vérifié	

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

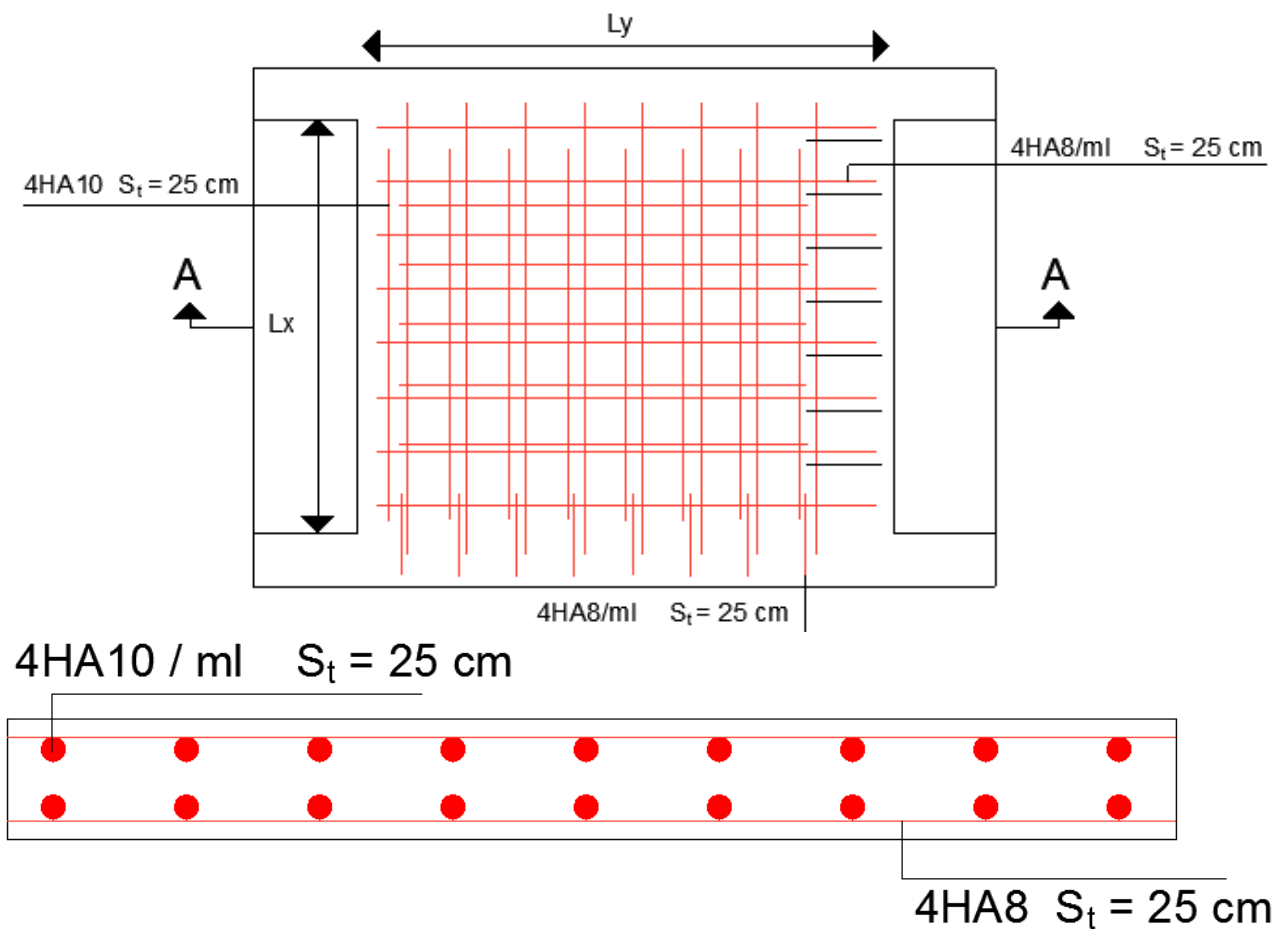


Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique

*Conclusion*

---

## Conclusion générale :

Le projet en question porte sur l'étude d'un bâtiment contreventé par un système mixte (voiles/portiques). Cela nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et découvrir l'utilisation et le fonctionnement du logiciel de calcul ETABS V.16.

Cette étude faite, nous arrivons aux enseignements que nous avons tirés et pouvons formuler les conclusions auxquelles nous sommes parvenus :

- la résistance, l'économie est un facteur très important à respecter dans la mesure du possible, on peut le concrétiser en jouant sur le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en veillant au respect des règlements en vigueur.
- Avant de commencer les calculs, il faudra, d'abord, pré-dimensionner toutes les sections de la structure. Par « pré-dimensionnement », on entend que les dimensions adoptées avant calcul ne sont pas définitives et sont susceptibles de subir des modifications.
- Le bon comportement d'une structure vis-à-vis des séismes est relatif à de nombreux facteurs, les principaux étant : un dimensionnement adéquat et une bonne disposition des éléments de contreventement.
- Dans l'étude dynamique, plusieurs dispositions ont été testées mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA99. Version 2003. La variante retenue a donné des résultats concluants en termes d'efforts et de déplacements.
- Pour l'infrastructure, le choix du type de fondations dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.
- Dans le cas qui nous concerne, nous n'avons pas trouvé de difficulté à concilier les recommandations de l'architecte ayant élaboré les plans et les exigences techniques relevant du travail des ingénieurs. Il se peut que l'on soit confronté à une difficulté à respecter les plans en tenant compte des dispositions réglementaires, il est donc nécessaire de coordonner le travail de l'architecte qui est celui de concevoir les plans selon des exigences esthétiques, réglementaires et urbanistiques et celui de l'ingénieur qui consiste à s'occuper de la réalisation et d'apporter des solutions purement techniques.

Ce modeste travail achevé, nous prenons conscience de ce qui nous reste à apprendre, de nos lacunes comme de nos points forts, ce qui nous mettra dans l'obligation de continuer à nous auto-former sur le plan pratique comme sur le plan théorique même pendant l'exercice des fonctions que nous sommes appelés à occuper et seules des années d'expérience nous permettront de nous perfectionner et de consolider nos connaissances.

---

# Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93)
- DTR-BC2.2 (Document technique réglementaire charges et surcharges)
- Cours Dynamique des Structures (Université de Béjaïa)
- Cours Béton armé (Université de Béjaïa)
- Cours de Génie parasismique (Université de Béjaïa)
- Anciens mémoires de fin d'étude .

## ❖ Programmes utilisés

- Logiciel ETABS V16
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Archi CAD 2015

# *Annexes*

## ANNEXE A

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES ARTICULES SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5780	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE B

Valeur de  $M_1$  ( $M_2$ ) Pour  $\rho = 1$ 

$U/l_x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$U/l_y$											
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  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V



## ANNEXE C

## SECTION REELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures  $\Phi$  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	17,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,47	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	5,05	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 D

Projet : « Réalisation de 153 logements », TAOURIRTH, BEJAIA

N° Dossier  
113/2019

## VII. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :

Suite à notre investigation, on a constaté que l'assiette recevant le projet est située sur un terrain accidenté, terrassé, à proximité de la route relie le village TAOURIRTH vers la route national 24 wilaya de Bejaia, ce dernier est constitué essentiellement par une couche de marnes schisteuses friables et une couche de marnes schisteuses compactes.

Les tests de reconnaissance physiques et mécaniques réalisés sur des échantillons des sols en place ont montrés ce qui suit:

- On constate d'après les valeurs des densités sèches obtenues, que le sol est dense.
- Les teneurs en eau obtenues indiquent que le sol est légèrement humide.
- Les degrés de saturation indiquent un sol saturé ( $80\% < S_r$ ).
- Les caractéristiques mécaniques (cohésion, angle de frottement) des sols en places sont :

$$0.2 \text{ Bars} < C < 0.40 \text{ bars}$$

$$15^\circ < \varphi < 25^\circ$$

Le site objet de l'étude, est classé dans la catégorie S2 (site Ferme). Compte-tenu de la nature des formations rencontrées et les résultats de essai pressiométriques et les essais de laboratoire, nous vous recommandons des fondations de type radier ancrées à partir de 6.0m de profondeur et de prendre une contrainte admissible de 3.0 bars (par rapport au niveau de terrain le jour de la réalisation des essais).

Vu la lithologie du site (marnes compacts) il n'est pas nécessaire d'évaluer le tassement au niveau des blancs car il est négligeable.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisé en 2003, la région de Jijel est classée en zone IIa, de sismicité moyenne, d'où il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des structures en bétons armés.

Ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton hydraulique de l'infrastructure

Nous sommes à votre entière disposition pour toute information complémentaire.

L'Ingénieur Chargé d'Etude

Le chef de Département Technique

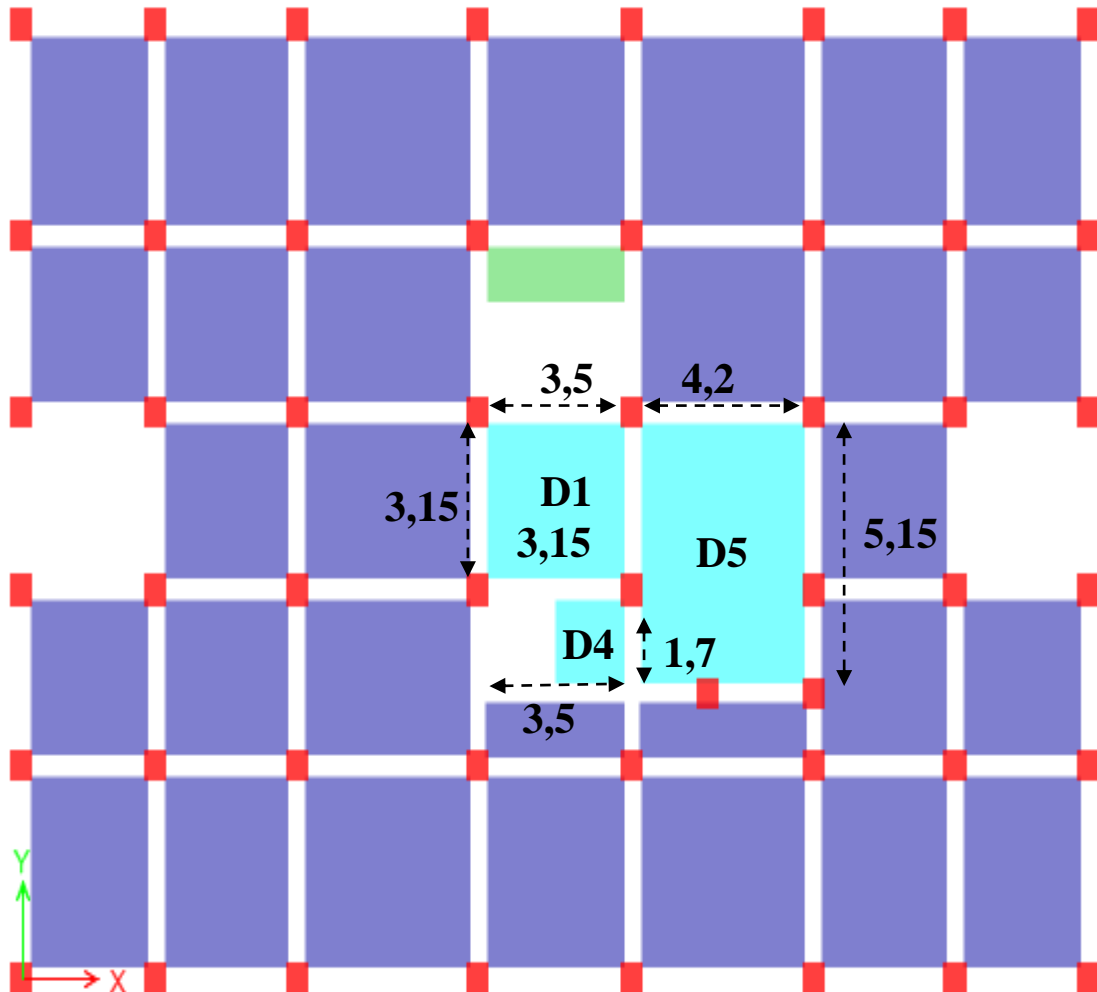
Le Directeur

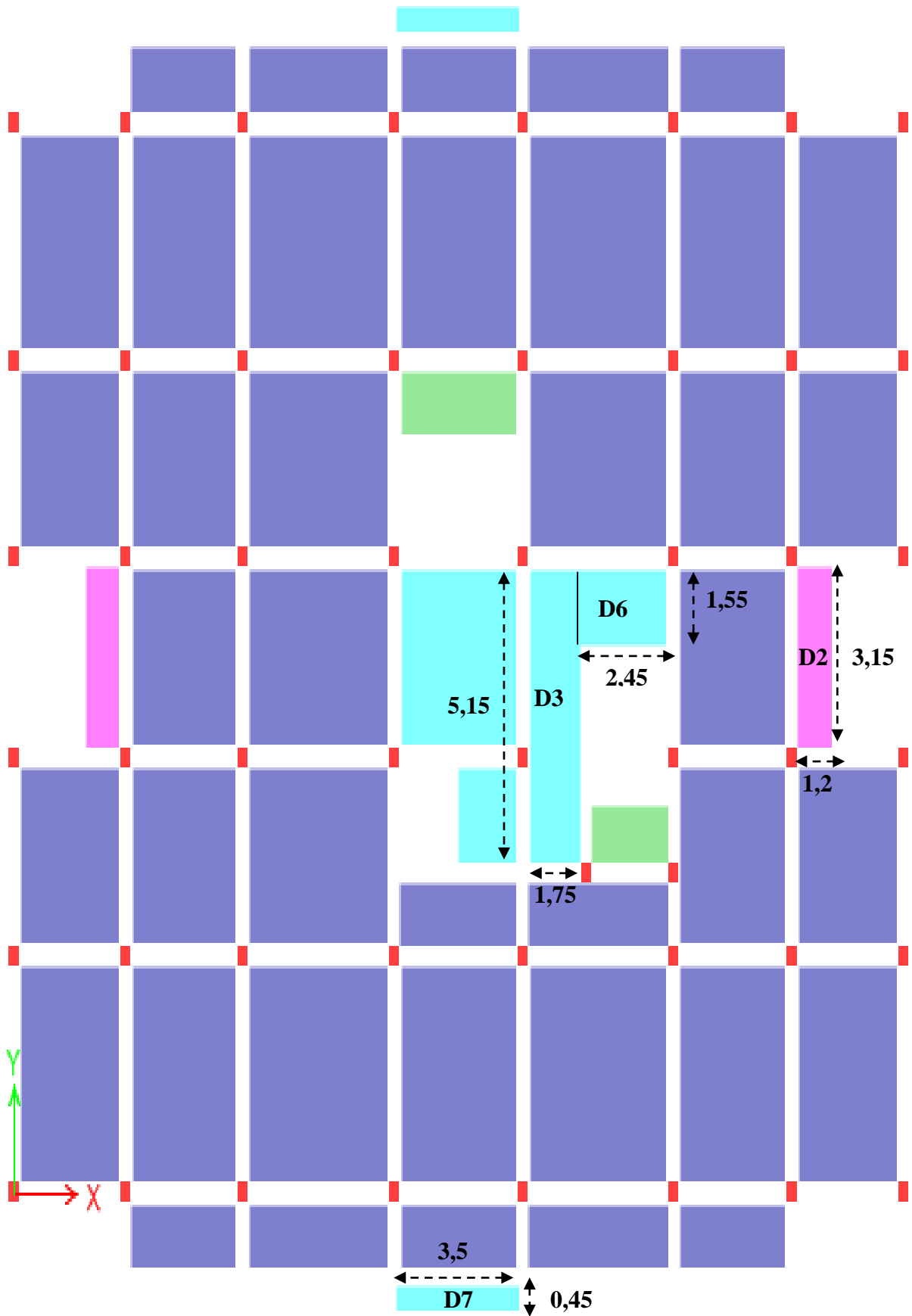
**TAFTA FRIED**  
Ingénieur Chargé d'Etude

13. LABORATOIRE NATIONALE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

## ANNEXE E

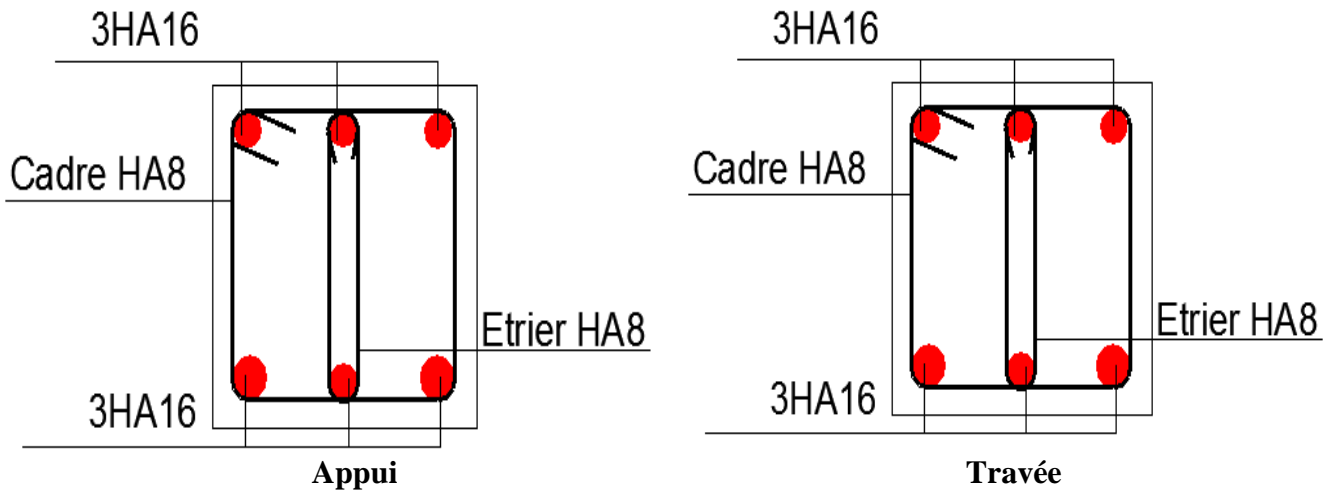
## Plans de repérage des dalles pleines



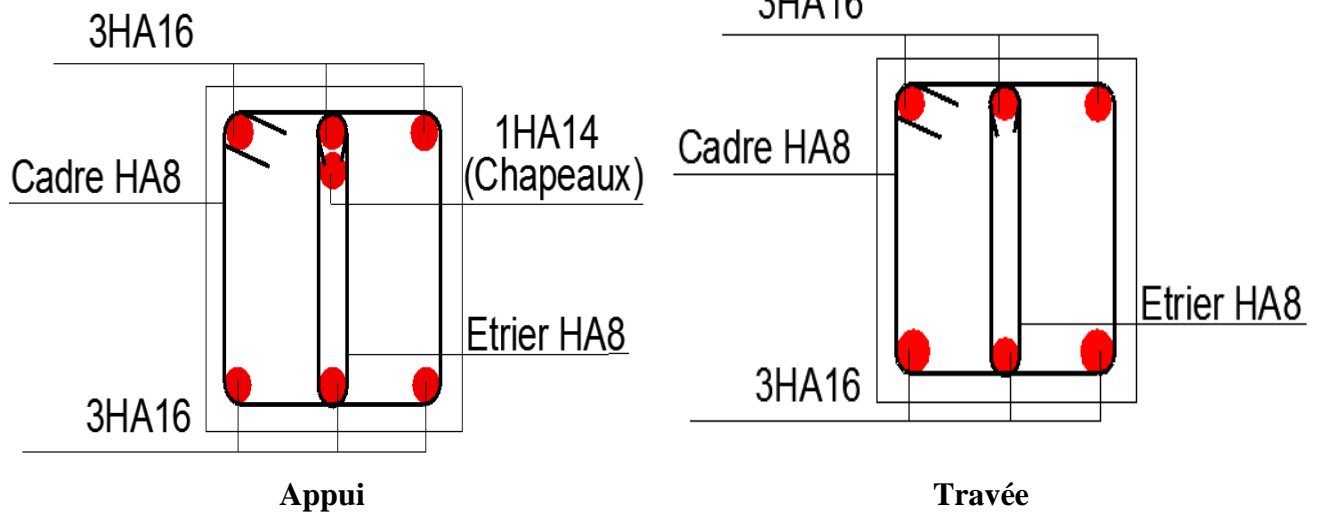


## ANNEXE F

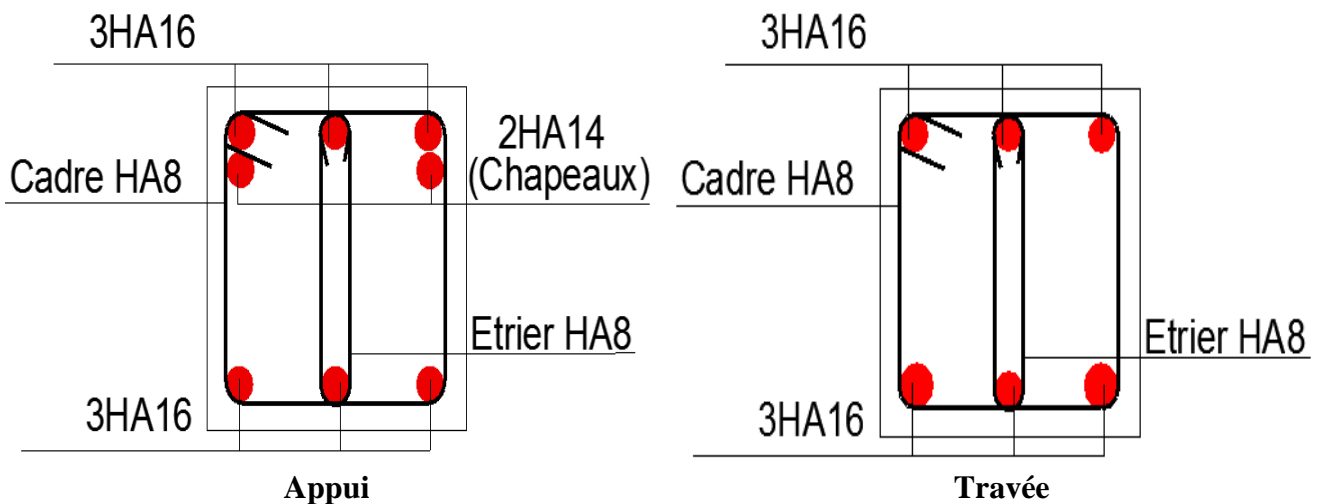
## Schémas de ferrailage des poutres principales (40x30), e = 3 cm



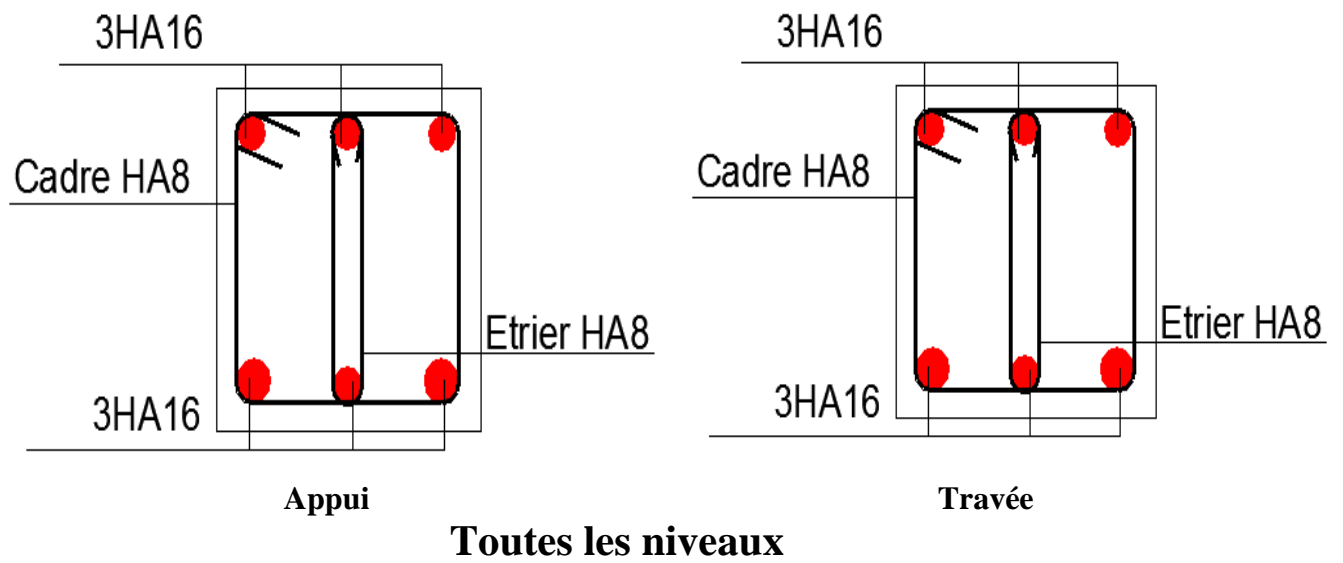
**Sous-sol, E-sol, Etages 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup>**



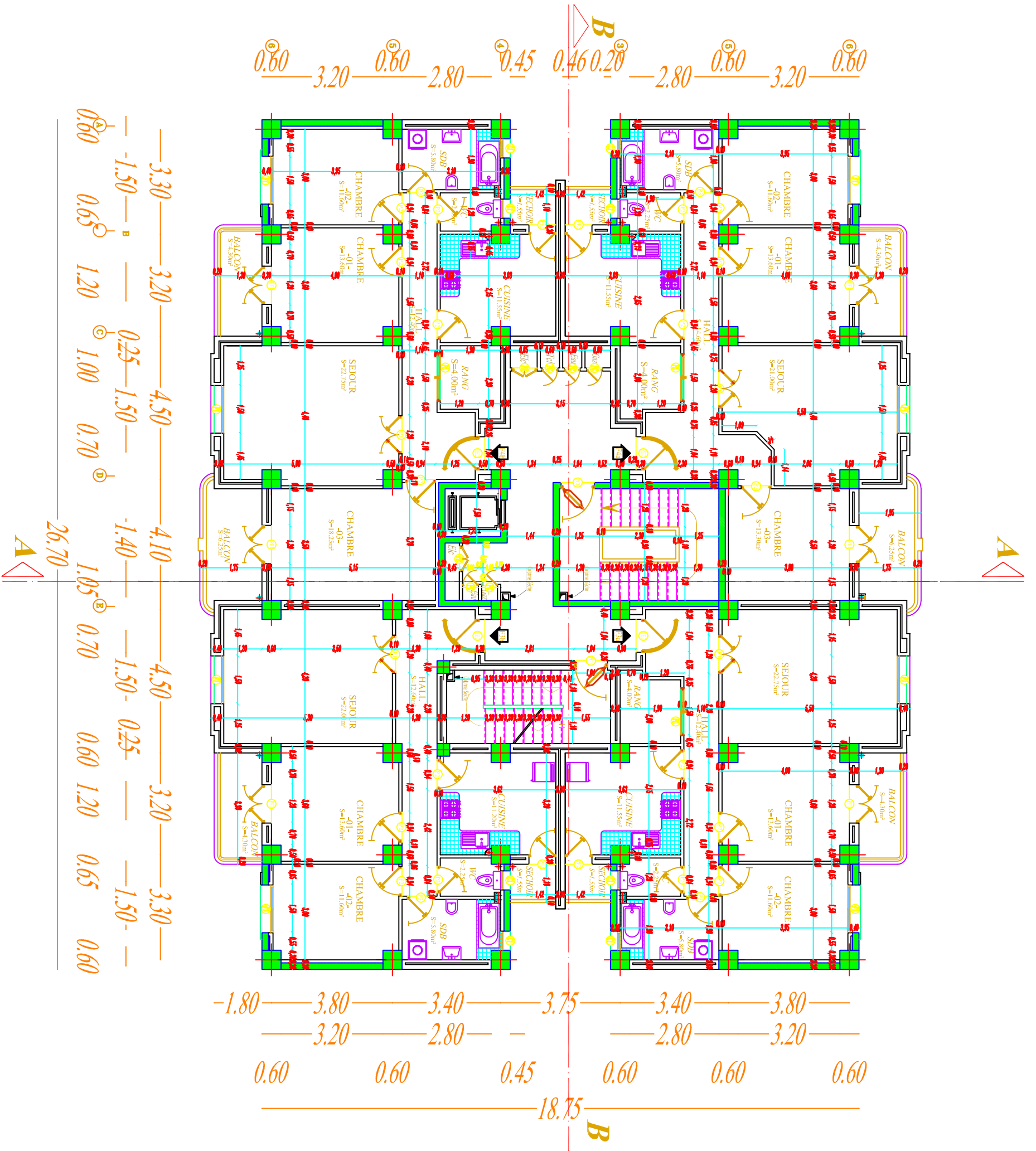
**RDC, Etage 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup>**



**Etages 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup>**

**Schémas de ferrailage des poutres secondaires (35x30), e = 3 cm**

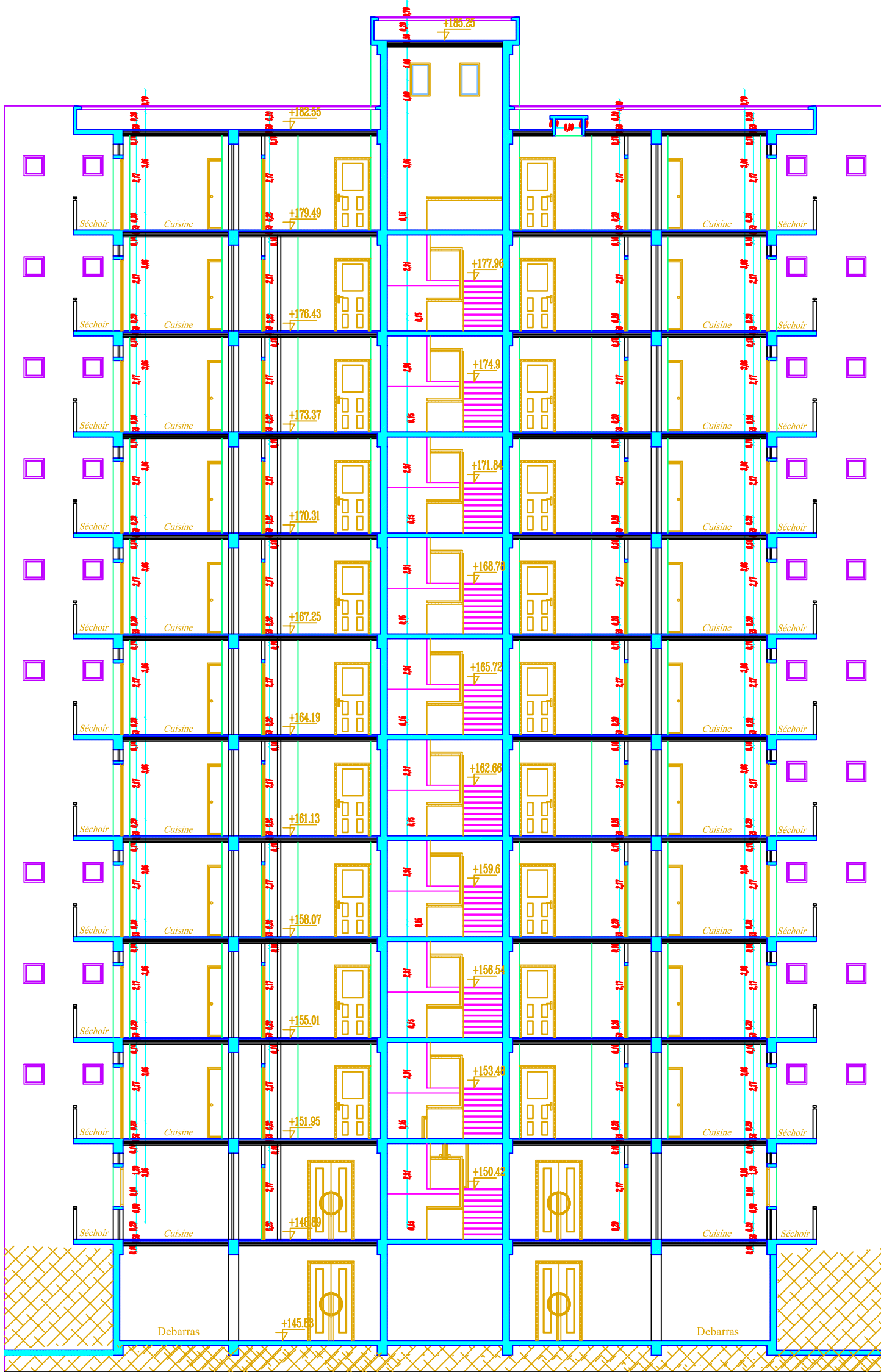
*Plan de la  
structure*



PLAN 1er AU 9ème ETAGE



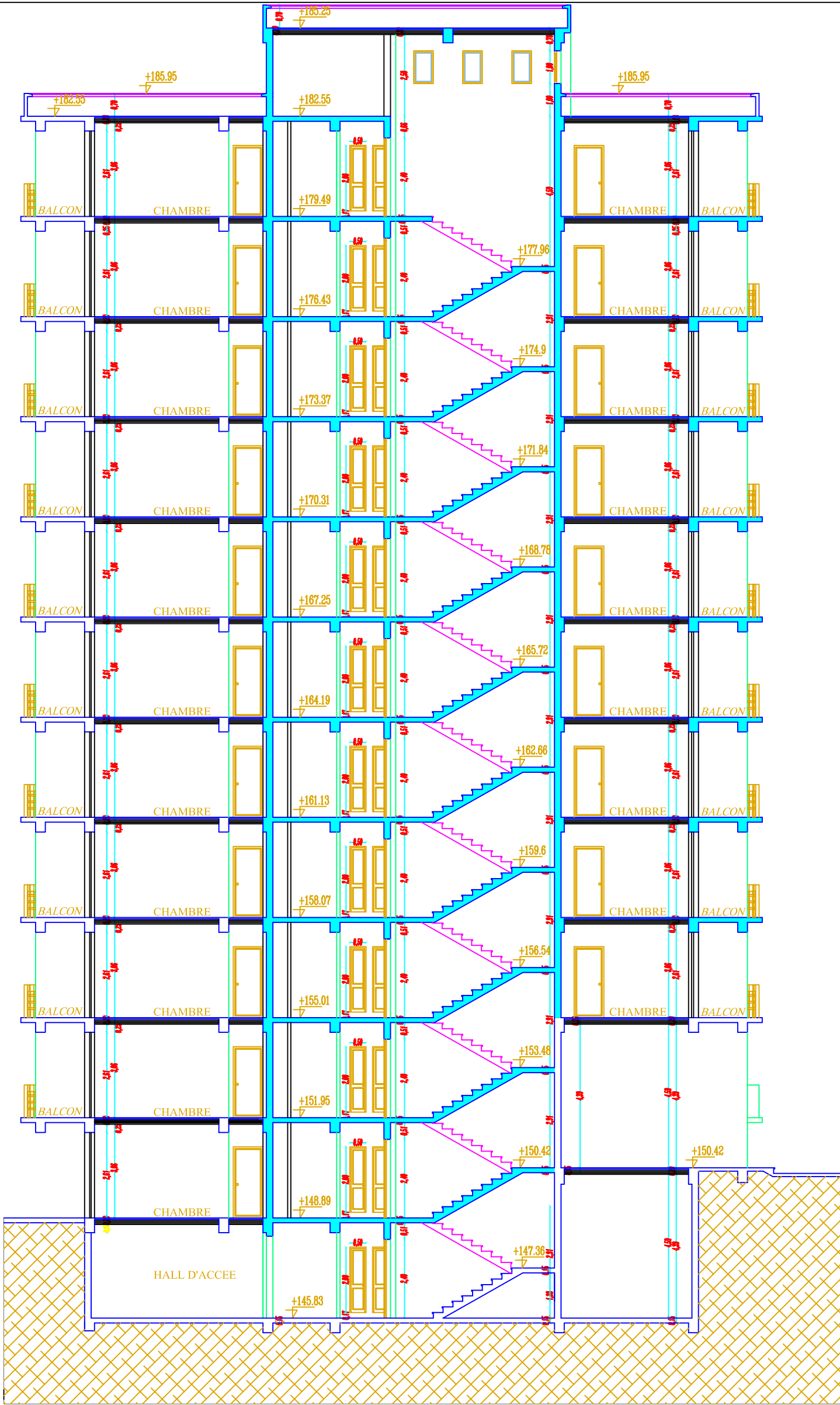
LOGEMENT PROMOTIONNEL  
NOUVEAU BATIMENT - A -

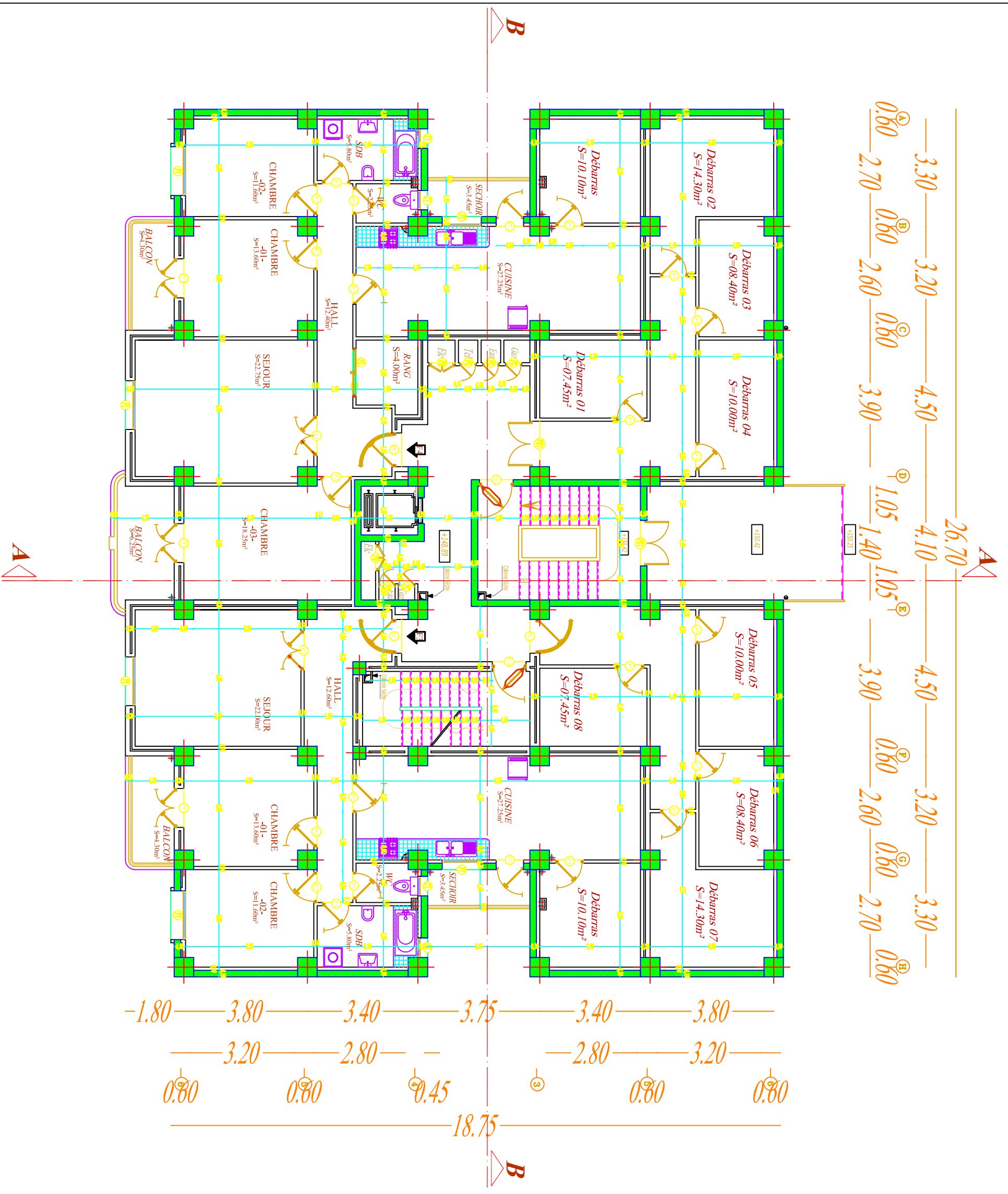


COUPE B-B

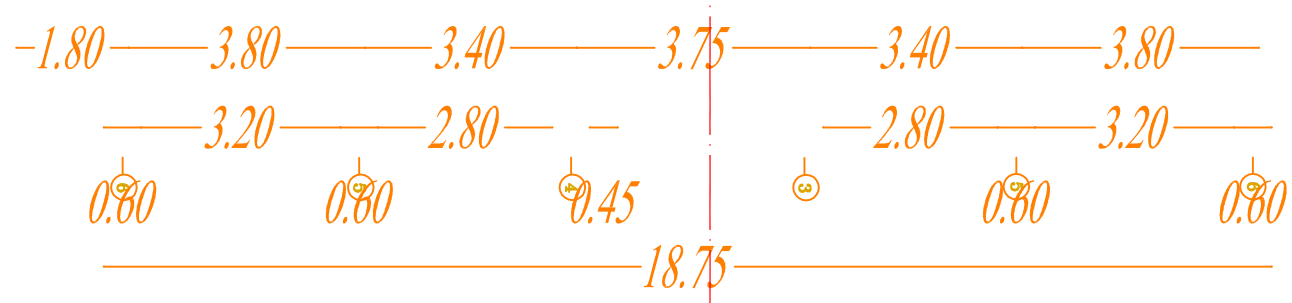
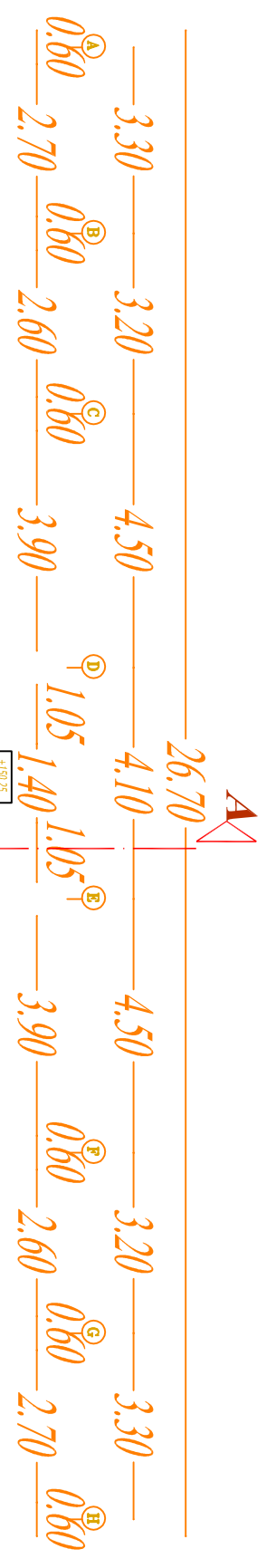
LOGEMENT PROMOTIONNEL  
NOUVEAU BATIMENT - A -

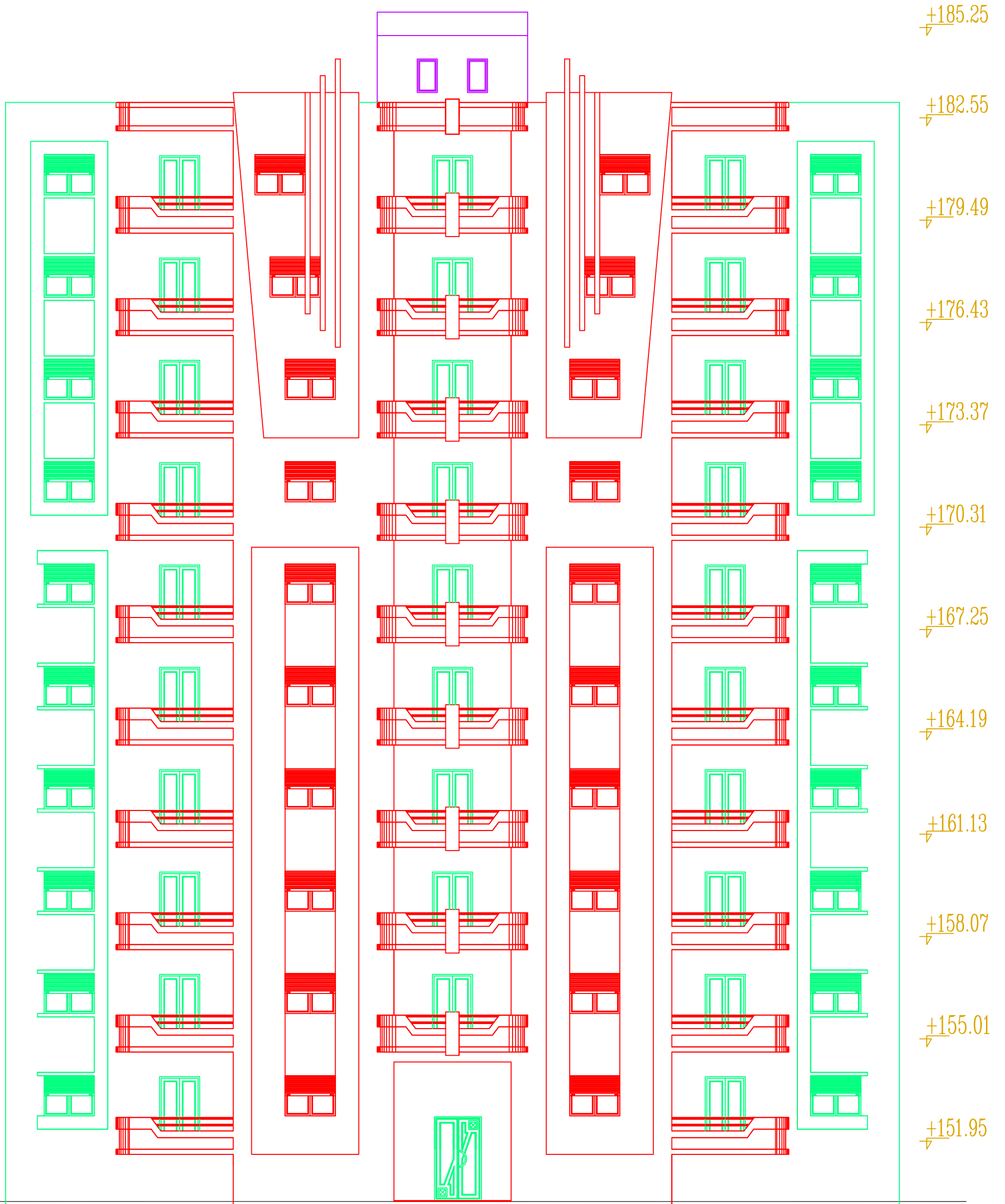
COUPE A-A



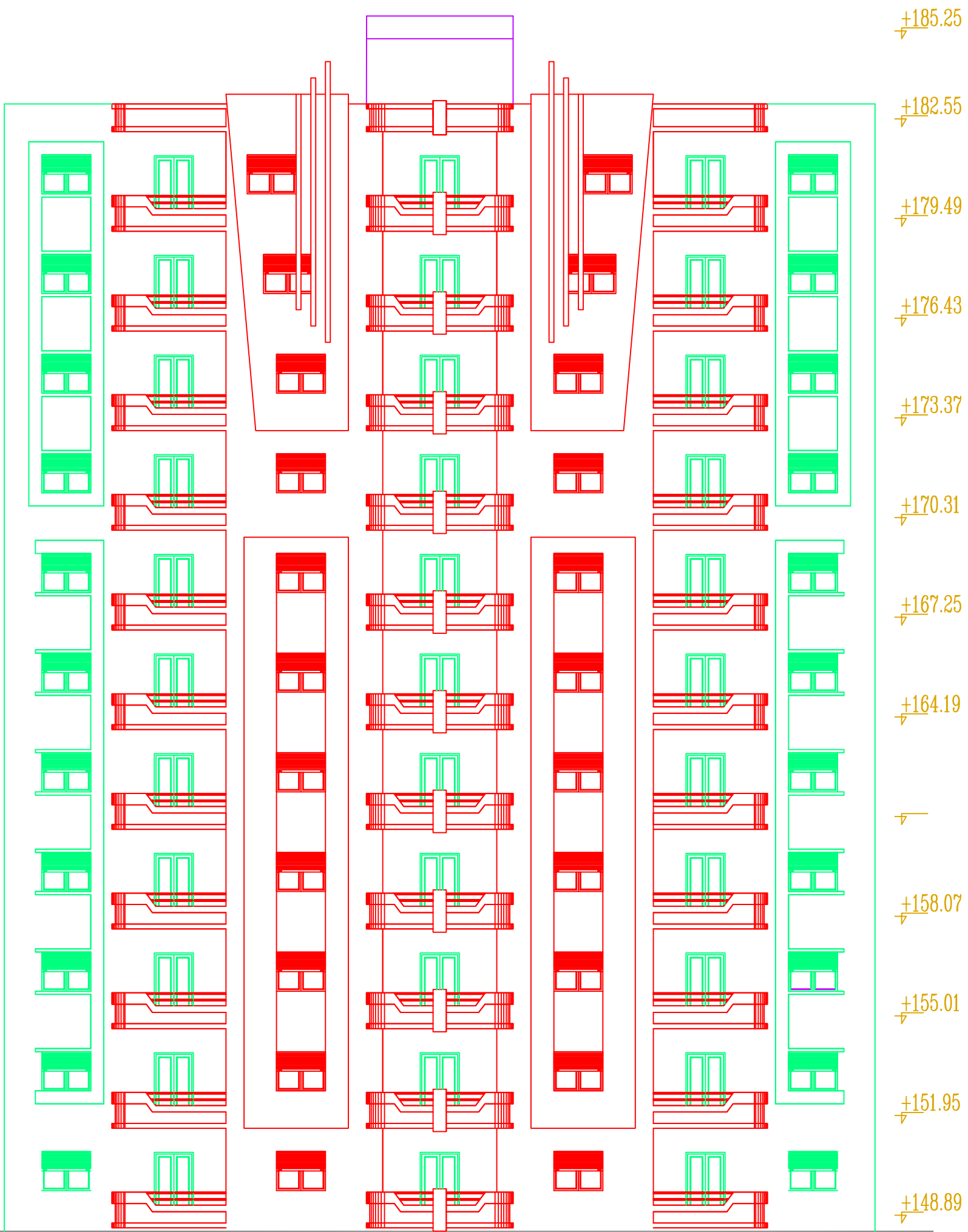


PLAN ENTREE SOL





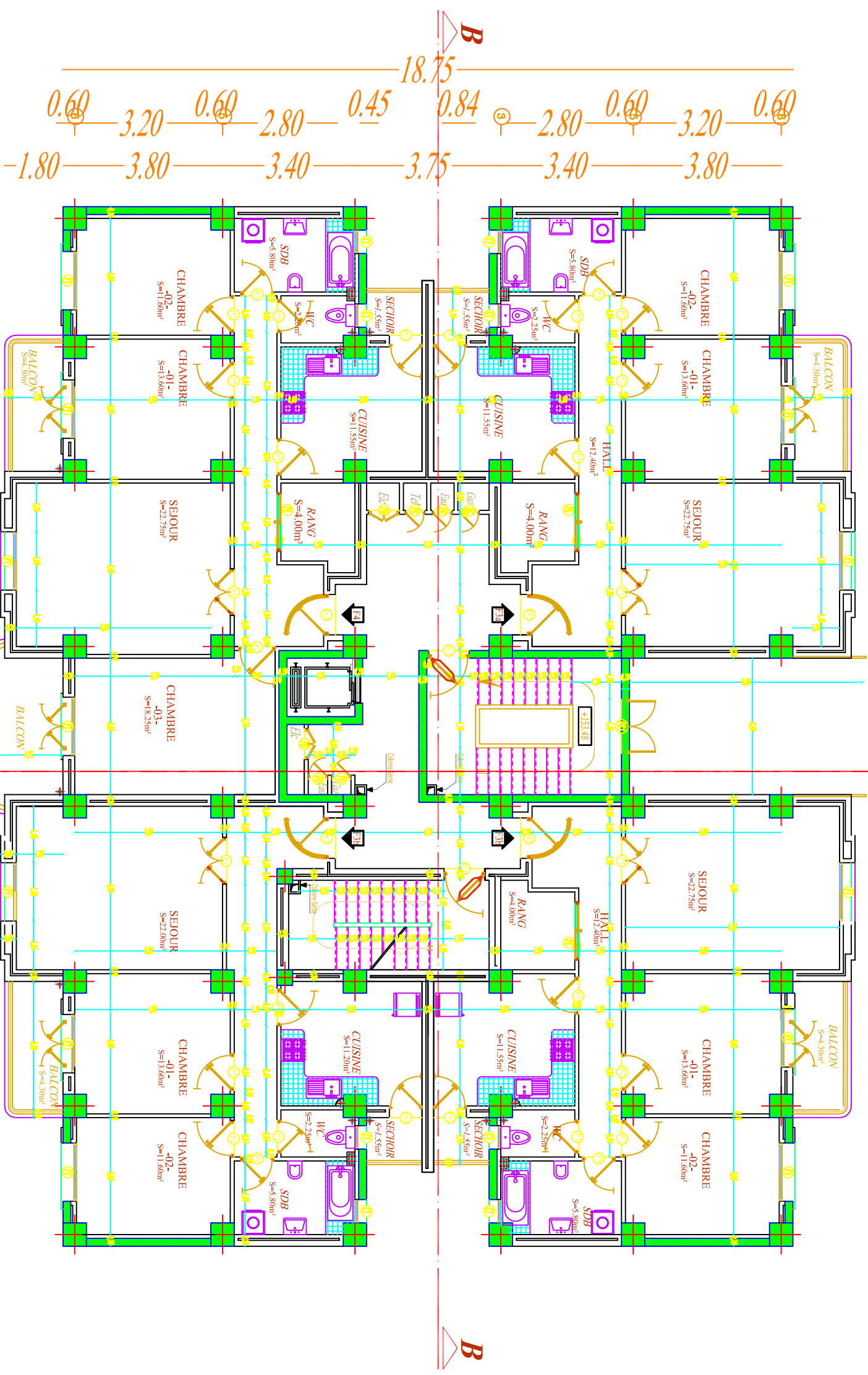
*FACADE POSTERIEURE*



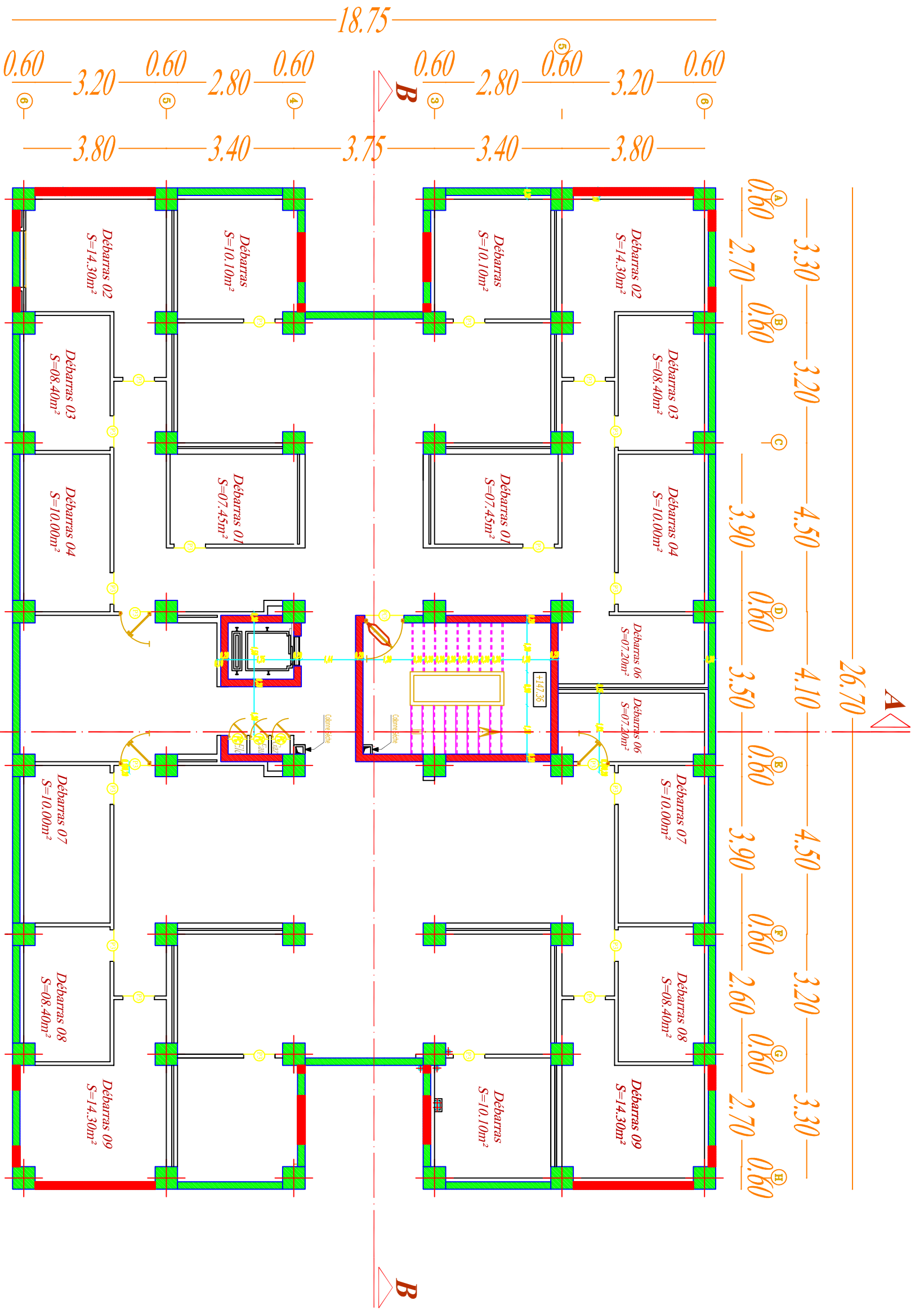
*FACADE PRINCIPALE*

26.70

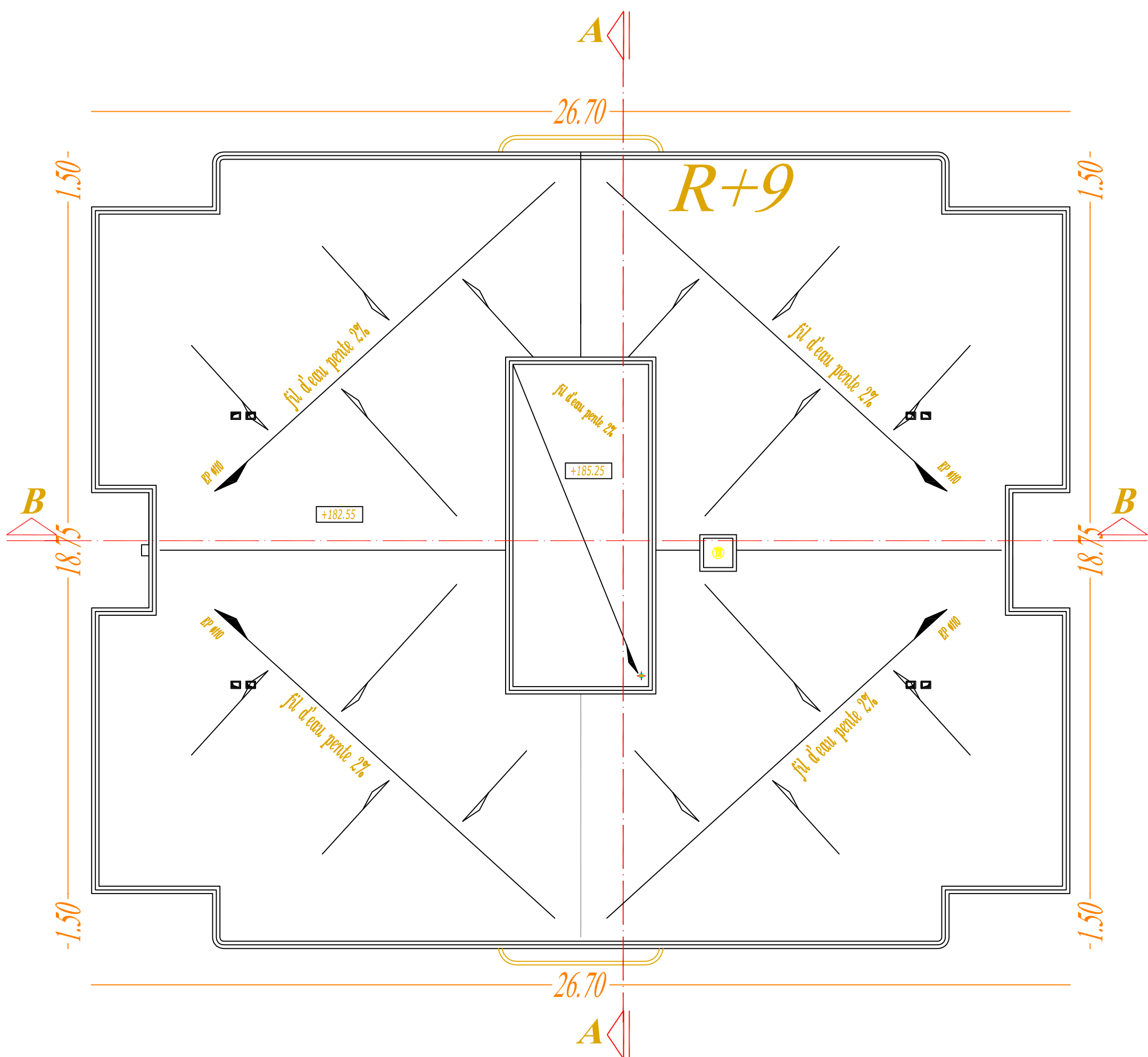
3.30 3.20 4.50 4.70 4.50 4.50 3.20 3.30  
 0.60 1.50 0.65 0.70 0.70 1.00 1.50 0.70 1.05 1.40 1.05 1.50 1.00 0.70 0.65 1.50 0.55



PLAN NIV : RDC



PLAN SOUS SOL



PLAN DE TOITURE