

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Structures

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R +6+2 entre sol+Sous-sol) à usage d'habitation, parking, et bureaux contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portiques)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : BELAID Hichem**

**M<sup>r</sup> : AMEUR Imad**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup> : BOUKELLOUDA**

**Members de jury:**

**H.Ckikh Amer**

**A.Laichaoui**

**Promotion 2019-2020**

# REMERCIEMENTS

*Je remercie avant tout le bon dieu.*

*Nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail*

*J'adresse mes chaleureux remerciements à mon promoteur :*

*« Monsieur BOUKELLOUDA A.Hafid », pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon projet.*

*Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Je remercie tous les enseignants de la faculté de génie civil pour tout le savoir que j'ai acquis grâce à eux durant ma formation.*

## *Dédicaces*

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

*Je dédie ce modeste travail :*

***A mes très chers parents** qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœurs : **Nacerddine, Amel, Nawel***

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mon binôme : **Imad***

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

*A notre promoteur Mr **Boukellouda** qui a fourni beaucoup d'effort.*

**BELAID Hichem**

## *Dédicaces*

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

*Je dédie ce modeste travail :*

***A mes très chers parents** qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœurs : **Hichem, Boubkeur, Lynda***

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mon binôme : **Hichem***

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

*A notre promoteur Mr **Boukellouda** qui a fourni beaucoup d'effort.*

**AMEUR Imad**

## Notations :

La signification des notations est la suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

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

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

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

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

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

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

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**f** : Flèche.

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

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

**$F_{tj}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

**$f_{c28}$  et  $f_{t28}$**  : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

**$g$**  : Densité des charges permanentes.

**$h_0$**  : Epaisseur d'une membrure de béton.

**$h$**  : Hauteur totale d'une section.

**$i$**  : Rayon de giration d'une section de B A.

**$j$**  : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$l_s$**  : Longueur de scellement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

**$p$**  : Action unitaire de la pesanteur.

**$q$**  : Charge variable.

**$S_t$**  : Espacement des armatures transversales.

**$x$**  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.

**$D$**  : profondeur d'encastrement de la fondation

**$q_u$**  : contrainte de rupture

**$q_a$**  : Contrainte admissible du sol

**$Q_{pu}$**  : charge limite de pointe

**$Q_{su}$**  : charge limite de frottement latérale

**$C$**  : *cohésion du sol.*

**$\gamma$**  : poids volumique

# Sommaire

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

Introduction.....	1
I.1. Présentation de projet..	1
I.2. Caractéristiques géométrique de la structure .....	1
I.3. Caractéristique structurales .....	1
I.4. Les charges .....	3
I.5. Définition de l'état limite .....	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.6.1. Béton .....	3
I.6.2. L'acier .....	5
I.7. Combinaison de calcul.....	5
I.8. Règlements et normes utilisés.....	6

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction.....	7
Les planchers .....	7
II.1.Plancher à corps creux .....	7
II.2.Les dalles pleines.....	9
II.3.Les escaliers.....	9
II.4.L'ascenseur .....	12
II.5.L'acrotère.....	12
II.6.Evaluations des charges et les surcharges.....	13
II.7.Les poutres.....	15
II.8.Les voiles .....	16
II.9.Les poteaux .....	16
II.10.Descente de charge.....	16
II.11.Vérification.....	21
II.11.1. Vérification du critère de résistance.....	21
II.11.2.Critère de stabilité de forme.....	22
II.11.3.Vérification des exigences du RPA 99 (art 7.4.1).....	23
Conclusion.....	23

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Introduction.....	24
III.1.Etude de plancher .....	24
III.1.1.Etude des poutrelles .....	24
III.2.Etude des dalles pleines .....	32
III.3.Etudes des escaliers .....	36
III.4.Etudes de la poutre Brisée.....	40
III.5.Etude de la poutre de chainages .....	44

<b>III.6.L'ascenseur</b> .....	45
<b>III.7.Etude de l'acrotère</b> .....	48
Conclusion .....	51

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

Introduction .....	52
<b>IV.1. Méthode De Calcul</b> .....	52
<b>IV.2. Disposition des voiles</b> .....	55
<b>IV.3. Interprétation des résultats</b> .....	55
Conclusion .....	58

### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Introduction .....	59
<b>V.1. Etudes des poteaux</b> .....	59
<b>V.2. Etudes des poutres</b> .....	65
<b>V.3. Etudes des voiles</b> .....	71
Conclusion .....	76

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

Introduction .....	77
<b>VI.1. Choix du type des fondations</b> .....	77
<b>VI.2. Étude des fondations</b> .....	77
<b>VI.3 Voile périphérique</b> .....	88
Conclusion .....	90

### **Conclusion générale**

Bibliographie

Annexes

Rapport de sol

Les plans de la structure

# Table Des Figures

<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>Figure II.1.</b> Vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.....	7
<b>Figure II.2.</b> Coupe transversale du plancher à corps creux .....	8
<b>Figure II.3.</b> Schémas d'une poutrelle .....	8
<b>Figure II.4.</b> Dalle plein sur trois appuis .....	9
<b>Figure II.5.</b> Dalle plein sur quatre appuis.....	9
<b>Figure II.6.</b> Dalle plein sur trois appuis .....	9
<b>Figure II.7.</b> Schémas statique de la volée.....	10
<b>Figure II.8.</b> Vue en plan de l'escalier .....	10
<b>Figure II.9.</b> Schémas statique de la volée.....	10
<b>Figure II.10.</b> Vue en plan de l'escalier .....	10
<b>Figure II.11.</b> Schémas statique de la volée .....	11
<b>Figure II.12.</b> Vue en plan de l'ascenseur.....	12
<b>Figure II.13.</b> Coupe transversale de l'acrotère .....	12
<b>Figure II.14.</b> Surface qui revient au poteau (P1) .....	17
<b>Figure II.15.</b> Surface qui revient au poteau (P1) .....	17
<b>Figure II.16.</b> Surface qui revient au poteau (P2) .....	19
<b>Figure II.17.</b> Surface qui revient au poteau (P2) .....	19
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
<b>Figure III.1.</b> Types des poutrelles pour RDC, étage courant et service .....	24
<b>Figure III.2.</b> Types des poutrelles pour terrasse inaccessible .....	24
<b>Figure III.3.</b> diagramme des moments pour une poutrelle à 3 travées .....	25
<b>Figure III.4.</b> diagramme des efforts tranchants pour une poutrelle à 3 travées.....	26
<b>Figure III.5.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	31
<b>Figure III.6.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	31
<b>Figure III.7.</b> Panneau de dalle D1 (balcon).....	32
<b>Figure III.8.</b> Ligne de rupture dalle sur 3 appuis.....	32
<b>Figure III.9.</b> Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D <sub>1</sub> ) sur 3 appuis. ....	33
<b>Figure III.10.</b> Panneau de dalle D2 (étage).....	34
<b>Figure III.11.</b> Schémas de ferrailage de la dalle (D2) sur 4 appuis .....	35
<b>Figure III.12.</b> Schéma statique de la volée (1) .....	36
<b>Figure III.13.</b> Schéma de ferrailage des parties 1 et 3 de l'escalier type 2 .....	37

<b>Figure III.14.</b> Schéma statique de la volée (2) .....	38
<b>Figure III.15.</b> Schéma de ferrailage de la volée 2 d'escalier.....	38
<b>Figure III.16.</b> Schéma statique de type 1 d'escalier.....	39
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de type 1 d'escalier. ....	39
<b>Figure III.18.</b> Schéma statique de la poutre brisé. ....	40
<b>Figure III.19.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisé. ....	41
<b>Figure III.20.</b> Schéma statique de la poutre brisé .....	31
<b>Figure III.21.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisé. ....	44
<b>Figure III.22.</b> Schéma statique de la poutre chainage.....	44
<b>Figure III.23.</b> Schéma de ferrailage de la poutre chainage .....	45
<b>Figure III.24.</b> Cage d'ascenseur.....	45
<b>Figure III.25.</b> Shémas représentant la surface d'impact .....	45
<b>Figure III.26.</b> Shéma de ferrailage de la dalle pleine local machinerie .....	48
<b>Figure III.27.</b> Schémas statique de l'acrotère.....	48
<b>Figure III.28.</b> Section à ferrailer.....	49
<b>Figure III.29.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	54
<b>Figure IV.2.</b> Disposition des voiles.....	55
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale.....	59
<b>Figure V.2.</b> Section du poteau.....	61
<b>Figure V.3.</b> Section du poteau.....	63
<b>Figure V.4.</b> Ferrailage la section des poteaux.....	64
<b>Figure V.5.</b> Ferrailage la section des poteaux.....	65
<b>Figure V.6.</b> 2U Superposés (avec alternance dans l'orientation .....	65
<b>Figure V.7.</b> Les moment dans la zone nodale.....	69
<b>Figure V.8.</b> Dispositif constrictive de la poutre principale (étage courant). ....	70
<b>Figure V.9.</b> Schéma de ferrailage des poutres .....	71
<b>Figure V.10.</b> Disposition des armatures dans les voiles. ....	73
<b>Figure V.11.</b> Disposition des armatures dans les voiles.....	73
<b>Figure V.12.</b> Ferrailage du voile Vx4 Sous-sol .....	76
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
<b>Figure VI.1.</b> Schéma d'une semelle isolée.....	77
<b>Figure VI.2.</b> Schéma d'une semelle filante. ....	78

<b>Figure VI.3.</b> présentation de zone d’impact de la charge concentrée. ....	79
<b>Figure VI.4.</b> Le panneau le plus sollicité.....	81
<b>Figure VI.5.</b> Schémas de ferrailage du radier. ....	83
<b>FigureVI.6.</b> Schéma de rupture de la dalle de radier .....	83
<b>FigureVI.7.</b> Sollicitation sur la nervure dans le sens x-x. ....	84
<b>FigureVI.8.</b> Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x.....	84
<b>FigureVI.9.</b> Section a ferrailé .....	85
<b>Figure VI.10.</b> Schémas de ferrailage des nervures .....	87
<b>Figure VI.11.</b> Diagramme des contraintes.....	88
<b>Figure VI.12.</b> Schémas de ferrailage de voile périphérique .....	90

# Liste Des tableaux

<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>Tableau II.1.</b> Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à corps creux .....	13
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation de la charge G de l'étage courant à corps creux .....	13
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation de la charge G de l'étage courant à dalle pleine .....	13
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation de la charge G de balcon à dalle pleine .....	13
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation de la charge G de murs double cloison.....	14
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation de la charge G de murs simple cloison .....	14
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation de la charge G de l'escalier (palier) .....	14
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation de la charge G de l'escalier (volée .....	14
<b>Tableau II.9.</b> Sections des poteaux adoptées préalablement .....	16
<b>Tableau II.10.</b> Poids propres des poteaux .....	17
<b>Tableau II.11.</b> Evaluation de la surcharge (Q) sur le poteau (P1) .....	18
<b>Tableau II.12.</b> Résultat de la descente de charge pour le poteau (P1).....	18
<b>Tableau II.13.</b> Résultats de la descente de charge pour le poteau (P2) .....	20
<b>Tableau II.14.</b> Vérification de critère de résistance.....	22
<b>Tableau II.15.</b> Vérification au flambement.....	22
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
<b>Tableau III.1.</b> chargement sur les poutrelles .....	24
<b>Tableau III.2.</b> Récapitulatif des sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles .....	26
<b>Tableau III.3.</b> Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.....	26
<b>Tableau III.4.</b> Calcul des armatures en travée.....	26
<b>Tableau III.5.</b> Calcul des armatures aux appuis intermédiaires .....	27
<b>Tableau III.6.</b> Calcul des armatures aux appuis de rive .....	27
<b>Tableau III.7.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	28
<b>Tableau III.8.</b> Evaluation de la flèche sur les poutrelles .....	30
<b>Tableau III.9.</b> Calcul des armatures principales pour la dalle.....	32
<b>Tableau III.10.</b> Calcul des armatures pour la dalle pleine .....	33
<b>Tableau III.11.</b> Vérification de la flèche .....	33
<b>Tableau III.12.</b> Calcul des armatures pour la dalle (D 2) .....	34
<b>Tableau III.13.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	35
<b>Tableau III.14.</b> Vérification de la flèche.....	35

<b>Tableau III.15.</b> Calcul des armatures principales pour l'escalier .....	36
<b>Tableau III.16.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS. ....	37
<b>Tableau III.17.</b> Vérification de la flèche. ....	37
<b>Tableau III.18.</b> Résultats de ferrailage de la volée 2. ....	38
<b>Tableau III.19.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS. ....	38
<b>Tableau III.20.</b> Vérification de la flèche .....	38
<b>Tableau III.21.</b> Résultats de ferrailage de type 1 d'escalier .....	39
<b>Tableau III.22.</b> Vérification de la contrainte dans le béton. ....	39
<b>Tableau III.23.</b> Vérification de la flèche .....	39
<b>Tableau III.24.</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM. ....	40
<b>Tableau III.25.</b> Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis .....	40
<b>Tableau III.26.</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM. ....	42
<b>Tableau III.27.</b> Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis .....	42
<b>Tableau III.28.</b> Résultat de ferrailage de la poutre de chaînage.....	44
<b>Tableau III.29.</b> Ferrailage de la dalle pleine (salle machinerie) .....	46
<b>Tableau III.30.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	47
<b>Tableau III.31.</b> Charge permanente revenant à l'acrotère.....	48
<b>Tableau III.32.</b> Combinaison d'action de l'acrotère. ....	49
<b>Tableau III.33.</b> Calcul des armatures pour l'acrotère .....	49
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	52
<b>Tableau. IV.2.</b> Période de vibration et taux de participation massique .....	55
<b>Tableau.IV.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticale .....	56
<b>Tableau.IV.4.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales. ....	56
<b>Tableau. IV.5.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base. ....	57
<b>Tableau. IV.6.</b> Vérification des déplacements de la structure.....	57
<b>Tableau. IV.7.</b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ . ....	58
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification de l'effort normal réduit. ....	58
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA. ....	60
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	60
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage des poteaux.....	62
<b>Tableau V.4.</b> Armatures transversales des poteaux. ....	62
<b>Tableau V.5.</b> Vérification du flambement des poteaux.....	63

<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	63
<b>Tableau V.7.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	64
<b>Tableau V.8.</b> Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA. ....	66
<b>Tableau V.9.</b> Armatures longitudinales des poutres .....	66
<b>Tableau V.10.</b> Vérification de l'effort tranchant .....	68
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	68
<b>Tableau V.12.</b> Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	68
<b>Tableau V.13.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....	69
<b>Tableau V.14.</b> Moment résistant dans les poteaux. ....	69
<b>Tableau V.15.</b> Moment résistant dans les poutres .....	69
<b>Tableau V.16.</b> Vérification de la zone nodale. ....	70
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x4} = 1,4m$ dans tous les niveaux.....	73
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x4}$ dans tous les niveaux. ....	75

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

<b>Tableau VI.1.</b> Calcul des armatures pour la dalle.....	82
<b>Tableau VI.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS. ....	82
<b>Tableau VI.4.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELU.....	84
<b>Tableau VI.5.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELS. ....	85
<b>Tableau VI.6.</b> Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS). ....	85
<b>Tableau VI.7.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELU.....	85
<b>Tableau VI.8.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELS. ....	85
<b>Tableau VI.9.</b> Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS). ....	85
<b>Tableau VI.10.</b> Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	86
<b>Tableau VI.11.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	86
<b>Tableau VI.12.</b> Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique.....	89
<b>Tableau VI.13.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	90

# Introduction générale

### Introduction générale

Les secousses sismiques sont sûrement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles.

En Algérie, depuis le séisme de BOUMERDES en 2003, le règlement parasismique algérien a été modifié vu le regain d'intérêt pour les constructions parasismiques.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R + 6 + 2entre sol avec sous-sol) qui regroupe, Logements d'habitation, et bureaux contreventé par un système mixte (voiles + portiques) avec justification de l'interaction.

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a procédé au pré dimensionne des éléments du bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,... etc. nous allons intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI, en fin on a achevé notre travail avec conclusion générale.

# Chapitre I

## Généralités

## Introduction

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

### I.1. Présentation de projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de (RDC+06 étage, deux entre sol et un sous-sol) à usage d'habitation et bureaux contreventé par un système mixte (portique-voile).

Ce projet est implanté au village IMAADEN commune d'Oued Ghir wilaya Bejaia, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2\_48 des règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 la commune de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé et un ascenseur.

### I.2. Caractéristiques géométrique de la structure

#### a. Dimensions en plan

- ✓ Longueur totale : .....  $L_x = 22,90$  m.
- ✓ Largeur totale : .....  $L_y = 19,25$  m.

#### b. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur du RDC : .....  $H = 2,97$  m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : .....  $H = 3,40$  m.
- ✓ Hauteur d'entre sol : .....  $H = 2,97$  m.
- ✓ Hauteur étage courant : .....  $H = 2,97$  m.
- ✓ Hauteur totale (sans acrotère) : .....  $H_t = 26,73$  m.

#### c. Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA 99/Version 2003.
  - L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
  - Le site est considéré comme meuble : catégorie S3.
  - Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6$  bars.
- La profondeur d'encrage  $L_{enc} = 1,8$  m

### I.3. Caractéristique structurales

#### I.3.1. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

---

**I.3.2. La maçonnerie :**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I.3.3. L'acrotère :**

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

**I.3.4. Enduit et revêtement :**

Céramique pour SDB, cuisines.

Carrelage et plinthe.

Mortier pour les façades.

**I.3.5. Les balcons :**

Sont réalisées en dalle pleine et corps creux.

**I.3.6. Les escaliers :**

Sont réalisés en béton armé, coulé sur place et constitué de volé et palier de repos.

**I.3.7. L'ascenseur :**

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur de 8 personnes.

**I.3.8. Les voiles :**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et disposition sera étudié ultérieurement.

**I.3.9. Fondations :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système des fondations doivent être superficielles.

## I.4. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble, les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent-en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

## I.5. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

### I.5.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites

Etat limite de l'équilibre statique.

Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

Etat limite de stabilité de forme : flambement.

### I.5.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de déformation : flèche maximale.

Etat limite de compression du béton.

## I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$ , sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- ✓ **Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

✓ **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1 MPa$ .

✓ **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

▪ Pour  $f_{c28} = 25MPa$  on a :

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164,20 MPa \\ E_{v28} = 10818,86 MPa \end{cases}$$

✓ **Contrainte limite à l'ELU :**

a) **La contrainte en compression**

Elle est donnée par :  $f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$  **BAEL91/version99 (Art.A.4.3.4)**

Avec :

$\theta$  : dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{en situation accidentelle (S.A)}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

b) **La contrainte de cisaillement :**

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) \right]$

Pour  $f_{c28} = 25 MPa \Rightarrow \tau_u = 3.34 MPa$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \right]$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$

✓ **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\underline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### I.6.2. L'acier :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale, Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

on distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TS) : Ils sont utilisés pour les dalles de compression.
- Les ronds lisses (RL) : ils sont utilisés pour les étriers des poutrelles.
- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 caractérisés par :

Limite élastique :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Contrainte admissible :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

Coefficient de fissuration :  $\eta = 1,6$ .

Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1,15$ .

Module d'élasticité :  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ .

#### a) Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

#### b) Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

#### c) fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

## I.7. Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

- ✓ Pour les situations durables :  
 $P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$
- ✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »  
 $P2 = G + Q \pm E.$   
 $P3 = 0,8 G \pm E.$
- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance  
 $P4 = G + Q.$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort sismique.

### **I.8. Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont :

RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).

CBA93. (Code du Béton Armé).

DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).

DTR BC2.33.1. (Règles de calcul des fondations superficielles)

Chapitre III  
Prédimensionnement  
des éléments

## Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA 93** et le **RPA 99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

## II.1. Les planchers

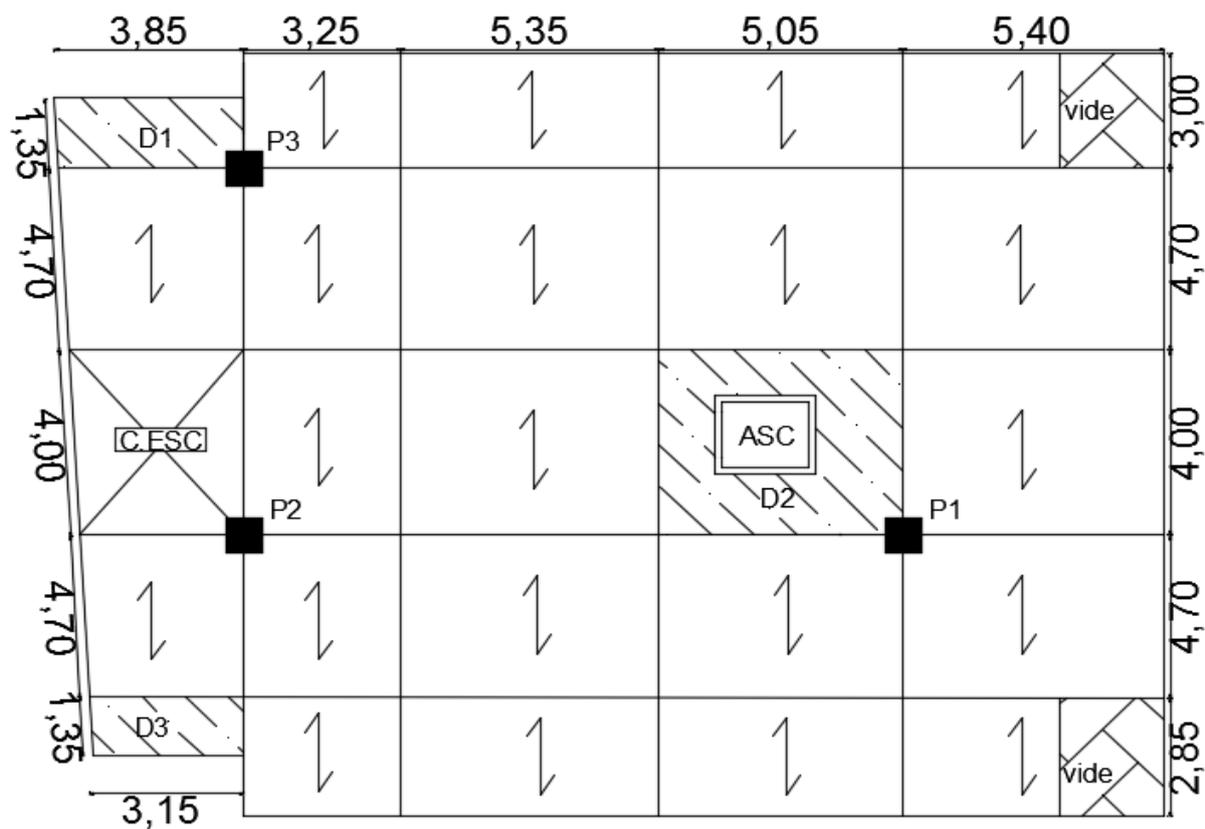
### II.1.1. Plancher à corps creux (étage courant + RDC)

#### II.1.1.1. La disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis) pour soulager les travées.

Pour notre projet la disposition est effectuée comme indiqué sur la figure 2.1 suivante :



**Figure 2.1.**vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.

Les planchers de notre structure sont à corps creux composés d'une dalle de compression associée à des poutrelles et qui seront disposées selon la plus petite portée.

Selon les règles de CBA93 la hauteur ( $h_t$ ) d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition

$$\text{suivante : } h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{CBA 93 .Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :  $\begin{cases} L_{\max} : \text{la longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.} \\ h_t : \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$

$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$  donc  $h_t \geq 19,55 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux.} \\ 04 \text{ cm} : \text{la dalle de compression.} \end{cases}$

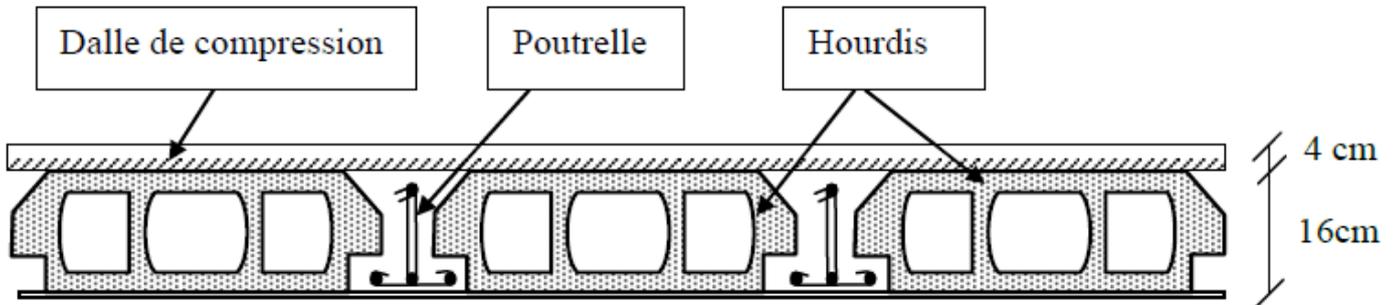


Figure II.2. Coupe transversale du plancher à corps creux

### II.1.1.2. Dimensionnement des poutrelles

#### Détermination de la table de compression

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

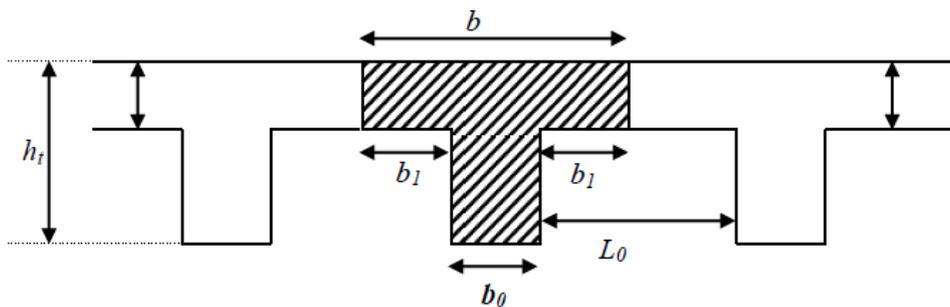


Figure II.3. Schémas d'une poutrelle

- $b$  : largeur de la dalle de compression qui est solidaire à la poutrelle (efficace).
- $h$  : hauteur totale de la dalle de compression.
- $h_t$  : hauteur totale.
- $b_0$  : largeur de la poutrelle (généralement  $b_0 = 8$  à  $14 \text{ cm}$ ).

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : la distance minimale entre nus d'appuis dans le sens parallèle aux poutrelles.

Soit  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$L_x = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$ ,  $L_y = 2,85 - 0,30 = 2,55 \text{ m}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{48}{2}, \frac{255}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - b_0}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b - b_0 \leq 24 \times 2 \Rightarrow b \leq 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow \mathbf{b = 60 \text{ cm}}$$

## II.2. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un ouvrage porteur horizontal en béton armé, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ). On désigne par  $L_x$  la plus petite des portées.

### II.2.1. Le pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon les conditions d'utilisations, de vérification à la résistance et la condition de la flèche.

✓ **Type 1 : Panneau D1 (repose sur 3 appuis) :**

$$L_x = 1,35 \text{ m}$$

$$L_y = 3,55 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,38 < 0,4 \rightarrow L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 3 < e < 3,38$$

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour  $e = 12$  cm

✓ **Type 2 : Panneau D2 (repose sur 4 appuis) :**

$$L_x = 3,70 \text{ m}$$

$$L_y = 4,75 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,79 > 0,4 \rightarrow L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 8,22 < e < 9,25$$

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour  $e = 12$  cm.

✓ **Type 3 : Panneau D3 (repose sur 3 appuis) :**

$$L_x = 1,35 \text{ m}$$

$$L_y = 3,15 \text{ m} \rightarrow \rho = 0,42 > 0,4 \rightarrow L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 3,00 < e < 3,38$$

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour  $e = 12$  cm.

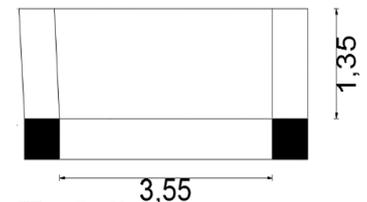


Figure II.4. Dalle plein sur trois appuis

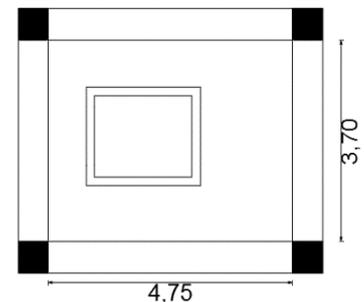


Figure II.5. Dalle plein sur quatre appuis

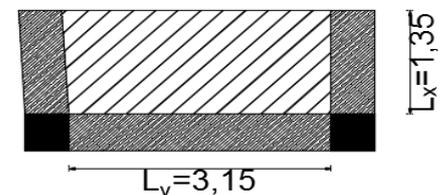


Figure II.6. Dalle plein sur trois appuis

## II.3. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage permettant de monter ou de descendre, constitué d'une succession de marches et d'un ou plusieurs paliers de repos.

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

- L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale ( $20 \Rightarrow 40\%$ )
- La hauteur  $h$  des contre marches se situe entre 14 et 18 cm
- La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule de blondel :  $59 \leq 2h + g \leq 64$  cm

Avec :

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

La formule empirique de blondel qui lie ( $g$ ,  $h$ ) est :

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

### II.3.1. Le pré dimensionnement :

Dans notre projet, on a deux types d'escaliers :

✓ **Type 1 : Escalier à une seule volée (niveau entre sol 1 et 2)**

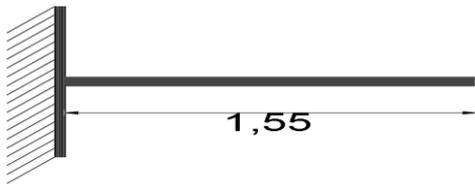


Figure II.7. Schémas statique de la volée

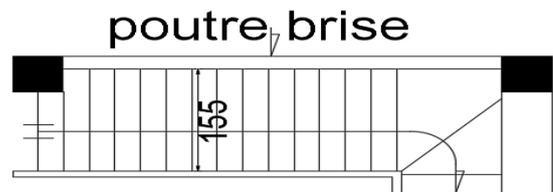


Figure II.8. Vue en plan de l'escalier

✓ **L'épaisseur de la paillasse (volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p$$

$$\Rightarrow L = 1,55 \text{ m}$$

$$e \leq L/20 \Rightarrow e \leq 155/20 \Rightarrow e \leq 7,75 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \text{ pour deux heures de coupe-feu}$$

on prend **e=12 cm**.

L'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale  **$\alpha = 29,73^\circ$**

✓ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 5,20 \text{ m}$  et  $H = 2,97 \text{ m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 297 + 520)n + 2 \times 297 = 0$$

$$64n^2 - 1178n + 594 = 0$$

On résout cette équation on obtient :

Le nombre de contre marches est  $n = 18$

Le nombre de marches est  $(n-1) = 17$

✓ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche(h) :**

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 520 / 17 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 297 / 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Donc  $\Rightarrow$  le giron d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$   
la hauteur d'une contre marche est :  $h = 17 \text{ cm}$

$59 \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$  la formule de **BONDEL** est vérifiée

✓ **Type 1 escalier à trois volées (niveau sous-sol au 6<sup>ème</sup> étage)**

a) **Les volées 1 et 3 sont identiques**

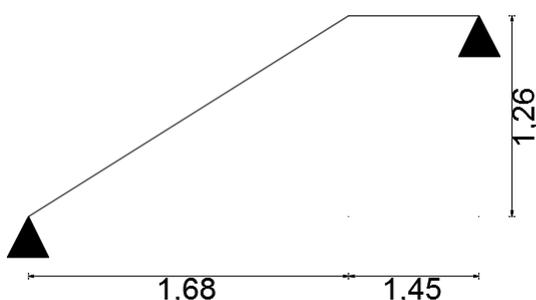


Figure II.9. Schémas statique de la volée

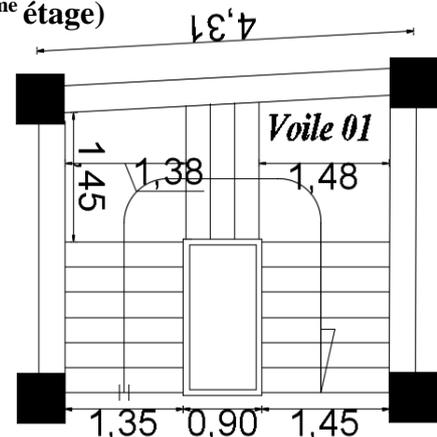


Figure II.10. Vue en plan de l'escalier

✓ **L'épaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{(L_0^2 + H^2)} \Rightarrow L = 3,55 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 355/30 \leq e \leq 355/20 \Rightarrow 11,83 \text{ cm} \leq e \leq 17,75 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu

on prend  $e = 12 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale  $\alpha = 36,86^\circ$

✓ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 1,68 \text{ m}$  et  $H = 1,26 \text{ m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1,26 + 1,68)n + 2 \times 1,26 = 0$$

$$64n^2 - 484n + 252 = 0$$

On résout cette équation on obtient :

Le nombre de contre marches est  $n = 7$

Le nombre de marches est  $(n-1) = 6$

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche(h) :**

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 1,68 / 6 \Rightarrow g = 28 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 1,26 / 7 \Rightarrow h = 18 \text{ cm}$$

Donc  $\Rightarrow$  le giron d'une marche est :  $g = 28 \text{ cm}$   
la hauteur d'une contre marche est :  $h = 18 \text{ cm}$

$59 \leq 2h + g = 62 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$  la formule de **BONDEL** est vérifiée

**b) La volées 2**

**L'épaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L = 1,45 \text{ m}$$

$$e \leq L/20 \Rightarrow e \leq 1,45/20 \Rightarrow e \leq 7,25 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu

on prend  $e = 12 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison de la paillasse  $\alpha = 40,6^\circ$

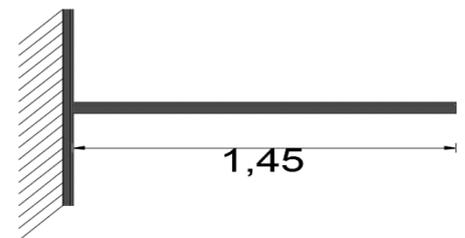


Figure II.11. Schémas statique de la volée

✓ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 0,84 \text{ m}$  et  $H = 0,72 \text{ m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 0,72 + 0,84)n + 2 \times 0,72 = 0$$

$$64n^2 - 292n + 144 = 0$$

On résout cette équation on obtient :

Le nombre de contre marches est  $n = 4$

Le nombre de marches est  $(n-1) = 3$

✓ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche(h) :**

$$g = L_0 / (n - 1) \Rightarrow g = 0,84 / 3 \Rightarrow g = 28 \text{ cm}$$

$$h = H / n \Rightarrow h = 0,72 / 4 \Rightarrow h = 18 \text{ cm}$$

Donc  $\Rightarrow$  le giron d'une marche est :  $g = 28 \text{ cm}$   
 la hauteur d'une contre marche est :  $h = 18 \text{ cm}$   
 $59 \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$  la formule de **BONDEL** est vérifiée

## II.4.L'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+06+ 02 entre sols et un sous-sol) on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur : -  $L$  : Longueur de l'ascenseur

- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145 Kn
- $D_m$  : Charge due à l'ascenseur = 51 Kn
- $P_m$  : Charge due à la salle des machines = 15 Kn , la charge nominale est de 630 kg
- La vitesse  $V = 1,6 \text{ m/s}$ .

### II.4.1.Pré dimensionnement

$L_x=1.4 \text{ m}$  ,  $L_y=1,8 \text{ m}$   $\Rightarrow s = 2,52 \text{ m}^2$   
 $e \geq L_x/20 = 7 \text{ cm} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$

On opte pour  $e=12 \text{ cm}$

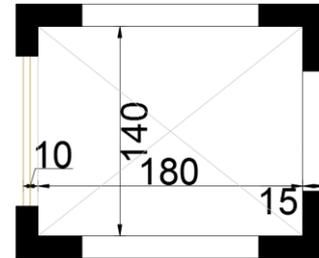


Figure II.12. Vue en plan de l'ascenseur

### II.4.2.Evaluation des charges et surcharges

- Poids de la dalle en béton armé

$$G_1=25 \times 0,12=3 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la machine

$$G_2= F_c/S = 145/2,52=57,54 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = G_1+ G_2 = \mathbf{60,54 \text{ KN/m}^2}$$

La surcharge d'exploitation est estimée à  $Q=1 \text{ kN/m}^2$

## II.5.L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse,

- ✓ **Pour la terrasse inaccessible.**

On prend  $H=30 \text{ cm}$

$$S= 10 * 30 + 2 * 10/2 + 8 * 10 = 390 \text{ cm}^2.$$

### II.5.1.Evaluation de charge et surcharge

- Charge permanente

$$G_1= 0,039 \times 25 = 0,975 \text{ Kn/ml}$$

- Enduit de ciment (extérieure intérieure)  $e = 2 \text{ cm}$

$$G_2 = 20 \times 0,30 \times 0,04 = 0,24 \text{ Kn/ml}$$

$$G_{\text{total}} = G_1+ G_2 = \mathbf{1,215 \text{ Kn/ml}}$$

La surcharge d'exploitation :  $Q= 1 \text{ kN/m}^2$

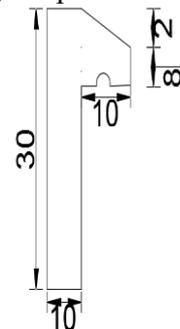


Figure II.13. Coupe transversale de l'acrotère

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

## II.6. Evaluations des charges et les surcharges

### II.6.1-Évaluation des charges et surcharges sur les planches

**Tableau II.1.** Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à corps creux

Plancher	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Poids G (kn/m <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	0,04	20	0,8	
	Étanchéité multicouches	0,02	6	0,12	
	Forme de pente	0,1	22	2,2	
	Isolation thermique	0,04	0,25	0,01	
	Plancher à corps creux (16+4)	0,16	/	2,85	
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
	<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>6,18</b>
	<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>1</b>

**Tableau II.2.** Evaluation de la charge G de l'étage courant à corps creux

Plancher	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Poids G (kn/m <sup>2</sup> )	
Étage courant A usage habitation et de service	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44	
	Mortier de pose	0,02	20	0,4	
	Lit de sable	0,02	18	0,36	
	Cloison de distribution	0,1	10	1	
	Plancher à corps Creux (16+4)	0,16	/	2,85	
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
	<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>5,25</b>
	<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>) (habitation)</b>				<b>1,50</b>
<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>) (service)</b>				<b>2,50</b>	

**Tableau II.3.** Evaluation de la charge G de l'étage courant à dalle pleine

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Poids G (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Mur de cloison			1
<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5,40</b>
<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1,50</b>

**Tableau II.4.** Evaluation de la charge G de balcon à dalle pleine

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Poids G (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>4,40</b>
<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>3,50</b>

## II.6.2.Évaluation de la charge murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.5. Evaluation de la charge G de murs double cloison

Couches	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanentes G (Kn/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	/	1,30
Lame d'aire	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	/	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,76</b>

Tableau II.6. Evaluation de la charge G de murs simple cloison

Couches	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanentes G (Kn/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Brique creuse	0,1	/	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1,30</b>

## II.6.3.Évaluation de la charge sur escaliers

Tableau II.7. Evaluation de la charge G de l'escalier (palier)

Description	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanentes G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
paillasse	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5,11</b>
<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,50</b>

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- le poids de la paillasse et la couche d'enduit :  $\gamma \times (e/\cos \alpha)$
- le poids d'une marche :  $\gamma \times (h/2)$

Tableau II.8. Evaluation de la charge G de l'escalier (volée)

Description	Épaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Poids G (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0,02	20	0,40
Revêtement verticale	0,02 h/g	20	0,25
Mortier de pose h	0,02	20	0,40
Mortier de pose v	0,02 h/g	20	0,25
marches	h/2	25	2,25
palliasse	0,15/ cos 36,86	25	4,68
Enduit de ciment	0,02/cos 36,86	18	0,45
<b>Charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8,68</b>
<b>Surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,50</b>

## II.7. Les poutres

### a) Poutres principales

$$L_{max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{max}/10$$

Avec :

$h_{pp}$  : hauteur de la poutre principale

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

$$L_{max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$34 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 51 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

#### ✓ Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_{pp} \geq 30 \text{ cm} \\ h_{pp}/b \leq 4 \end{array} \right.$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h_{pp}$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h_{pp} = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ h_{pp}/b = 1,33 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

### b) Poutres secondaires

$$L_{max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{max}/10$$

Avec :

$h_{ps}$  : hauteur de la poutre secondaire

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires

$$L_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$29,33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 44 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

#### ✓ Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h_{ps} = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ h_{ps}/b = 1,16 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

## II.8. Les voiles

### II.8.1. Pré-dimensionnement

. Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le **RPA99**.

$$\begin{cases} e \geq h_e/20 & \text{pour les voiles simple} \\ e \geq 15\text{cm} \end{cases}$$

Avec  $\Rightarrow h_e$  : hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile

Dans notre cas on a les types suivants :

Sous-sol :  $h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Etage courant, RDC et entre sol :  $h_e = 297 - 20 = 277 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

## II.9. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

La structure possède 3 types de poteaux

- poteau central  $\Rightarrow$  **(P1)**
- poteau de rive  $\Rightarrow$  **(P3)**
- Poteau au niveau de la cage d'escalier  $\Rightarrow$  **(P2)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$
- $\min(b, h) \geq h_e/20 \dots\dots\dots(2)$
- $1/4 \leq b/h \leq 4 \dots\dots\dots(3)$

**Tableau II.9.** Sections des poteaux adoptées préalablement

Niveaux	Section des poteaux (a*b)
Sous-sol + entre sol 1 et 2	(50*50)
RDC et 1 <sup>er</sup>	(45*45)
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	(40*40)
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	(35*35)
6 <sup>ème</sup>	(30*30)

## II.10. Descente de charge :

La descente de charge a pour but l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

### II.10.1. La loi de dégression des charges :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter.

Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis en même temps à leurs charges d'exploitation maximale, ou réduit les charges transmises aux fondations.

Adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

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

✓ **Poteau (P1)**

**a) Calcul de la surface afférente**

$S_{cc} = 4,72+5,61+5,24$

$S_{cc} = 15,57 \text{ m}^2$

$S_{DP} = 4,40 \text{ m}^2$

**b) Poids des murs simple cloison**

$G = 1,30 \times (2,10+1,10+1,25) \times 2,57$

$G = 14,68 \text{ Kn}$

**Calcul de la surface afférente**

$S_{cc} = 5,24$

$S_{cc} = 5,24 \text{ m}^2$

$S_{DP} = 4,40 \text{ m}^2$

**c) Poids des poutres**

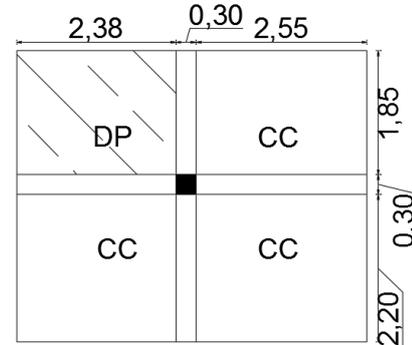
$G_{PP} = (2,38+2,55) \times 25 \times 0,40 \times 0,30 = 14,79 \text{ Kn}$

$G_{PS} = (1,85+2,20) \times 25 \times 0,35 \times 0,30 = 10,63 \text{ Kn}$

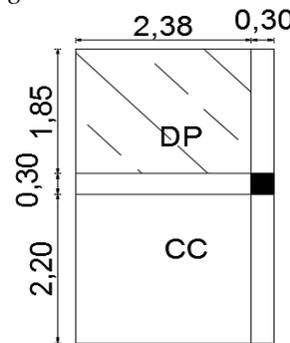
**d) Poids des poteaux**

$G = \gamma \cdot S \cdot h_p$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{ la surface de poteau (b x h)} \\ h_p : \text{ hauteur d'étage} \end{array} \right.$



**Figure II.14.** Surface qui revient au poteau (P1) (étage courant+ RDC+ entre sol 1)



**Figure II.15.** Surface qui revient au poteau (P1) (entre sol 2)

**Tableau II.10.** Poids propres des poteaux

Niveaux	Section des poteaux (a*b)	Poids (kn)
Sous-sol	(50*50)	21,25
Entre sol 1 et 2	(50*50)	18,56
RDC et 1 <sup>er</sup>	(45*45)	15,04
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	(40*40)	11,88
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	(35*35)	9,10
6 <sup>eme</sup>	(30*30)	6,68

**II.10.2. Evaluation de la surcharge Q pour (P1) :**

L'article 6.2 du D.T.R.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptes dans le nombre d'étage de la loi de dégression.

Nous avons exposés dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de charge d'exploitation Q

**Tableau II.11.** Evaluation de la surcharge (Q) sur le poteau (P1)

Nature	Q (Kn/m <sup>2</sup> )	Cumule (kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn)
Terrasse inaccessible	1	1 = 1	19,97
Etage 6	1,5	1+1,5 = 2,5	49,93
Etage 5	1,5	1+0,95(1,5+1,5) = 3,85	76,88
Etage 4	1,5	1+0,90(1,5+1,5+1,5) = 5,05	100,85
Etage 3	1,5	1+0,85(1,5+1,5+1,5+1,5) = 6,10	121,82
Etage 2	1,5	1+0,80(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5) = 7,00	139,79
Etage 1	1,5	1+0,75(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5) = 7,75	154,77
RDC	1,5	1+0,71(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5) = 8,46	168,95
Entre sol 1	2,5	1+0,69(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+2,5) = 9,97	199,10
Entre sol 2	2,5	19,97+0,67((1,5x7+2,5)x19,97+2,5 x 9,64) = 210,06	210,06

**Tableau II.12.** Résultat de la descente de charge pour le poteau (P1)

Niveau	Désignation	G (kn)	Q (kn)
N1	Terrasse inaccessible	123,41	
	Poutre (PP + PS)	25,42	19,97
	Poteaux	6,68	
	<b>Σ</b>	<b>155,51</b>	<b>19,97</b>
N2	Venant de N1	155,51	49,93
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	9,10	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>310,21</b>	<b>49,93</b>
N3	Venant de N2	310,21	76,88
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	9,10	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>464,91</b>	<b>76,88</b>
N4	Venant de N3	464,91	100,85
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	11,88	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>622,39</b>	<b>100,85</b>
N5	Venant de N4	622,39	121,82
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	11,88	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>779,87</b>	<b>121,82</b>
N6	Venant de N5	779,87	139,79
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	15,04	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>940,51</b>	<b>139,79</b>

N7	Venant de N6	940,51	154,77
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	15,04	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>1101,15</b>	<b>154,77</b>
N8	Venant de N7	1101,15	168,95
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	18,56	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>1265,31</b>	<b>168,95</b>
N9	Venant de N8	1265,31	199,10
	Plancher à corps creux	81,74	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	18,56	
	Murs	14,68	
	<b>Σ</b>	<b>1429,27</b>	<b>199,10</b>
N10	Venant de N9	1429,27	210,06
	Plancher à corps creux	27,51	
	Plancher à dalle pleine	23,76	
	Poutre (PP + PS)	25,42	
	Poteaux	21,25	
	Murs	29,85	
	<b>Σ</b>	<b>1557,06</b>	<b>210,06</b>

✓ **Poteau (P2)**

a) **Calcul de la surface afférente**

$$S_{cc} = 2,78 + 3,30 + 3,45$$

$$S_{cc} = 9,53 \text{ m}^2$$

$$S_{c.ESC} = 2,23 \text{ m}^2$$

b) **Poids des murs simple cloison**

$$G = 1,30 \times 4,10 \times 2,57$$

$$G = 13,69 \text{ Kn}$$

c) **Poids des murs double cloison**

$$G = 2,76 \times 1,68 \times 2,67$$

$$G = 12,38 \text{ Kn}$$

d) **Calcul de la surface afférente**

$$S_{cc} = 3,15$$

$$S_{cc} = 3,15 \text{ m}^2$$

e) **Poids des poutres**

$$G_{PP} = (1,50 + 1,62) \times 25 \times 0,40 \times 0,30 = 9,36 \text{ Kn}$$

$$G_{PS} = (1,85 + 2,20) \times 25 \times 0,35 \times 0,30 = 10,63 \text{ Kn}$$

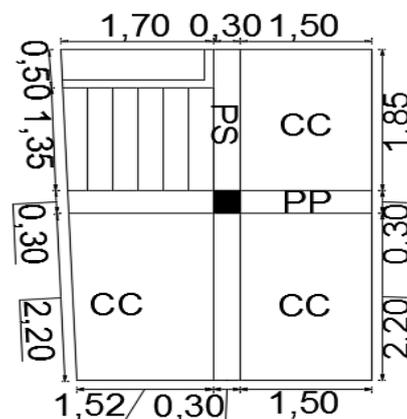


Figure II.16. Surface qui revient au poteau (P2)  
(étage courant+ RDC+ entre sol 1,2)

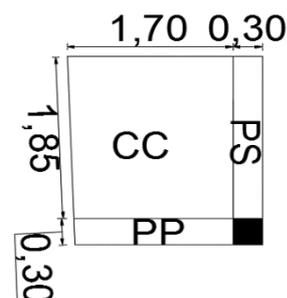


Figure II.17. Surface qui revient au poteau (P2)  
(terrasse inaccessible)

**Tableau II.13.** Résultats de la descente de charge pour le poteau (P2)

Niveau	Désignation	G (kn)	Q (kn)
N1	Terrasse inaccessible	19,47	11,76
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	6,68	
	$\Sigma$	<b>46,14</b>	<b>11,76</b>
N2	Venant de N1	46,14	31,63
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	6,68	
	Murs	26,07	
$\Sigma$	<b>169,13</b>	<b>31,63</b>	
N3	Venant de N2	169,13	49,51
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	9,10	
	Murs	26,07	
$\Sigma$	<b>294,54</b>	<b>49,51</b>	
N4	Venant de N3	<b>294,54</b>	65,41
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	9,10	
	Murs	26,07	
$\Sigma$	<b>419,95</b>	<b>65,41</b>	
N5	Venant de N4	<b>419,95</b>	79,32
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	11,88	
	Murs	26,07	
$\Sigma$	<b>548,14</b>	<b>79,32</b>	
N6	Venant de N5	548,14	91,24
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	11,88	
	Murs	26,07	
$\Sigma$	<b>676,33</b>	<b>91,24</b>	
N7	Venant de N6	676,33	101,18
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	15,04	
	Murs	26,07	
$\Sigma$	<b>807,68</b>	<b>101,18</b>	
N8	Venant de N7	807,68	110,51
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	

	Poteaux	15,04	
	Murs	26,07	
	$\Sigma$	<b>939,03</b>	<b>110,51</b>
N9	Venant de N8	939,03	121,44
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	18,56	
	Murs	26,07	
	$\Sigma$	<b>1073,90</b>	<b>121,44</b>
N10	Venant de N9	1073,90	131,58
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	18,56	
	Murs	26,07	
	$\Sigma$	<b>1208,77</b>	<b>131,58</b>
N11	Venant de N10	1208,77	140,92
	Plancher à corps creux	50,03	
	Escalier (volée)	20,22	
	Poutre (PP + PS)	19,99	
	Poteaux	21,25	
	Murs	26,07	
	$\Sigma$	<b>1346,33</b>	<b>140,92</b>

**Remarque :** le poteau le plus sollicité est : le poteau central (P1), donc on fait les vérifications nécessaires pour ce poteau.

## II.11. Vérification

Donc :  $\Rightarrow P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

**$P_u = 2417,12 \text{ Kn}$**

Selon le **BAEL (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10%, tel que :

$$N_u = 1,1 P_u \Rightarrow \mathbf{N_u = 2658,83 \text{ Kn}}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Vérifications des exigences du RPA 99/2003

### II.11.1. Vérification du critère de résistance

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{1,15} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,187 \text{ m}^2$$

A la base :  $B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2 \Rightarrow C'$  est vérifiée.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.14. Vérification de critère de résistance**

Niveau	Nu (Kn)	B <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>ado</sub> (m <sup>2</sup> )	Observation
Etage 6	263,88	0,018	0,09	Vérifiée
Etage 5	543,05	0,038	0,123	Vérifiée
Etage 4	817,24	0,058	0,123	Vérifiée
Etage 3	1090,65	0,077	0,160	Vérifiée
Etage 2	1359,11	0,096	0,160	Vérifiée
Etage 1	1627,31	0,114	0,203	Vérifiée
RDC	1890,58	0,132	0,203	Vérifiée
Entre sol 1	2157,75	0,151	0,250	Vérifiée
Entre sol 2	2450,98	0,172	0,250	Vérifiée
Sous- sol	2658,83	0,187	0,250	Vérifiée

**II.11.2.Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limite de déformation (flambement)

D’après le (CBA 93).on doit vérifier l’effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{(B_r \times f_{c28})}{(0,9 \times \gamma_b)} + \frac{(A_s \times f_e)}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B<sub>r</sub> : Section réduite de béton.

A<sub>s</sub> : Section des armatures.

γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité du béton =1,5.

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l’acier =1,15.

α : Coefficient tenant compte de l’élancement : ⇒

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0,6\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l’élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  ⇒ Avec

$$\begin{cases} l_f : \text{longueur de flambement} & l_f = 0,7 \times I_0 \\ l_0 : \text{longueur du poteau} \end{cases}$$

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

D’après L’expression donnée par le BAEL 91(art B.8.4.1)

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifier que Br<sub>adop</sub> ≥ Br<sub>cal</sub>

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.15. Vérification au flambement**

Niveau	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> ) x 10 <sup>-4</sup>	i (m)	λ	α	Nu (Kn)	Br <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	Br <sub>ado</sub> (m <sup>2</sup> )
Etage 6	277	1,939	6,75	0,086	20,919	0,793	263,88	0,0151	0,0784
Etage 5	277	1,939	12,51	0,101	17,812	0,808	543,05	0,0305	0,1089
Etage 4	277	1,939	12,51	0,101	17,812	0,808	817,24	0,0459	0,1089
Etage 3	277	1,939	21,33	0,115	15,643	0,817	1090,65	0,0606	0,1444
Etage 2	277	1,939	21,33	0,115	15,643	0,817	1359,11	0,0756	0,1444
Etage 1	277	1,939	34,17	0,129	13,946	0,824	1627,31	0,0898	0,1849
RDC	277	1,939	34,17	0,129	13,946	0,824	1890,58	0,1043	0,1849
Entre sol 1	277	1,939	52,08	0,144	12,493	0,829	2157,75	0,1183	0,2304
Entre sol 2	277	1,939	52,08	0,144	12,493	0,829	2450,98	0,1344	0,2304
Sous- sol	320	224	52,08	0,144	12,493	0,829	2658,83	0,1458	0,2304

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber

### II.11.3.Vérification des exigences du RPA 99 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$
- $0,25 < b/h < 4$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

## Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- **Poutres principales** :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires** :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poteaux de sous-sol et entre sol 1 et 2** :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- **Poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> étage** :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 2 et 3** :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 4 et 5** :  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 6** :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- **Voiles** :  $e = 15 \text{ cm}$  (pour l'étage courant et RDC +entre sol)  
 $e = 20 \text{ cm}$  (pour le sous-sol)

Chapitre III  
Etude des  
éléments secondaires

## Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

## Etude de plancher :

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans le bâtiment, il est constitué de corps creux qui sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher, l'ensemble est surmonté par une dalle mince (4cm).

### III.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

#### ❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée
- Méthode de Caquot applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée
- Méthode de la RDM classique (cas isostatique)

#### III.1.1. Les différents Types de poutrelles :

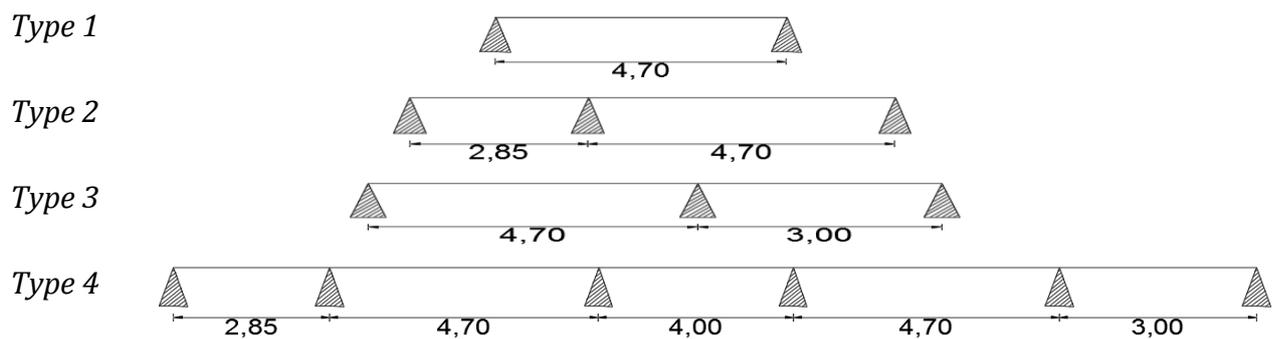


Figure III.1. Types des poutrelles pour RDC, étage courant et service

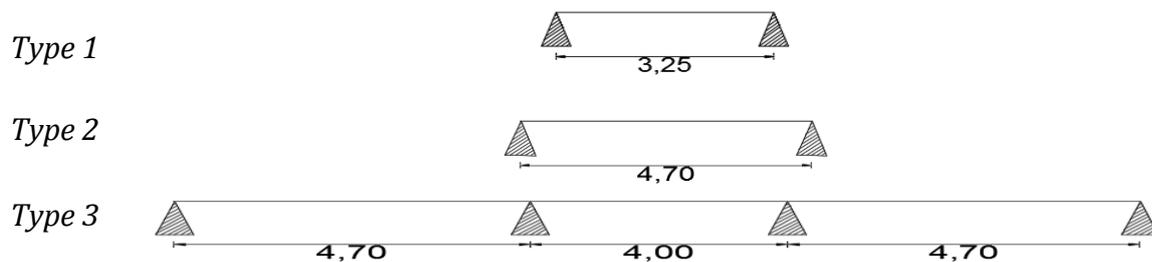


Figure III.2. Types des poutrelles pour terrasse inaccessible

#### III.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) l_0$$

$$q_s = (G + Q) l_0$$

Tableau III.1. chargement sur les poutrelles

Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Q <sub>u</sub> (KN/ml)	Q <sub>s</sub> (KN/ml)
Étage courant et RDC	5,25	1,5	0,60	5,60	4,05
Service	5,25	2,5	0,60	6,50	4,65
Terrasse inaccessible	6,18	1	0,60	5,91	4,31

### III.1.3.Exemple illustratif

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 2 du plancher terrasse inaccessible).

- *Etude de la poutrelle type 2 (terrasse inaccessible)*

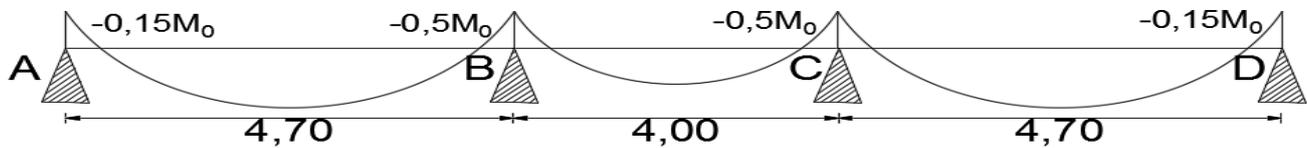


Figure III.3. diagramme des moments pour une poutrelle à 3 travées

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
  - ✓ Plancher à surcharge modéré :  $Q=1,5\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2$
  - ✓  $l_i/l_{i+1}=1,17 \in [0,8 ; 1,25]$ .
  - ✓  $I=C^{\text{st}}$  (même corps creux).
  - ✓ FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

#### Calcul des sollicitations :

$$q_u = 5,91 \text{ Kn/ml}, q_s = 4,31 \text{ Kn/ml}.$$

- Calcul moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 16,32 \text{ km.m}$$

$$M_0^{AB} = 16,32 \text{ Kn.m},$$

$$M_0^{BC} = 11,82 \text{ Kn.m},$$

$$M_0^{CD} = 16,32 \text{ Kn.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

#### **Appuis de rive :**

$M_A = M_D = 0$  (Le **BAEL 91/99** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $0,15M_0$ )

$$M_A = M_D = -0,15 \max (M_0^{AB}, M_0^{CD}) = -2,45 \text{ Kn.m}$$

#### **Appui intermédiaire :**

$$M_B = M_C = -0,5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -8,16 \text{ Kn.m}$$

- Calcul des moments en travées :

#### **Travée AB (rive) :**

$$\alpha = Q / (G+Q) = 0,139$$

$$Mt + \left| \frac{M_g + M_d}{2} \right| > (1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0 \quad 1^{\text{er}} \text{ condition}$$

$$Mt \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad 2^{\text{eme}} \text{ condition}$$

#### **Travée BC (intermédiaire) :**

$$Mt + \left| \frac{M_g + M_d}{2} \right| > (1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0 \quad 1^{\text{er}} \text{ condition}$$

- $Mt \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad 2^{\text{eme}} \text{ condition}$

- Evaluation des efforts tranchant :

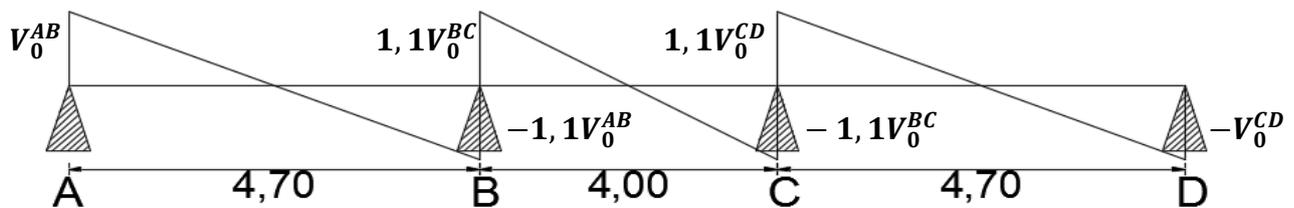


Figure III.4. diagramme des efforts tranchants pour une poutrelle à 3 travées

$$V_0 = \pm q \cdot l / 2$$

Tableau III.2. Récapitulatif des sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

Type	ELU			ELS			Effort tranchant (Kn)
	$M_t$ (kn.m)	$M_{a.int}$ (kn.m)	$M_{a.r}$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$M_{a.int}$ (kn.m)	$M_{a.r}$ (kn.m)	
<i>Étage courant et RDC</i>							
1	15,46	/	-2,32	11,18	/	-1,67	13,16
2	11,61	-8,28	-2,32	8,41	-5,93	-1,67	14,93
3	11,57	-8,36	-2,32	8,38	-5,99	-1,67	14,95
4	9,59	-6,08	-0,94	7,78	-4,35	-0,68	13,25
<i>Service</i>							
1	17,94	/	-2,69	12,84	/	-1,92	15,27
2	13,28	-10,06	-2,69	9,52	-7,12	-1,92	-17,42
3	13,23	-10,16	-2,69	9,49	-7,19	-1,92	-17,45
4	10,81	-7,38	1,09	7,78	-5,23	-0,78	-15,38
<i>Terrasse inaccessible</i>							
1	7,80	/	-1,17	5,70	/	-0,87	9,60
2	16,32	/	-2,45	11,90	/	-1,78	13,89
3	13,06	-8,16	-2,45	9,52	-5,95	-1,78	15,28

III.1.4. Les sollicitations maximales retenues :

Les sollicitations les plus défavorables pour les poutrelles sont présentées dans le tableau suivant

Tableau III.3. Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

ELU			ELS			Effort tranchant (Kn)
$M_t$ (kn.m)	$M_{a.int}$ (kn.m)	$M_{a.r}$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$M_{a.int}$ (kn.m)	$M_{a.r}$ (kn.m)	
<i>Étage courant et RDC</i>						
15,46	-8,36	-2,32	11,18	-5,95	-1,67	13,16
<i>Service</i>						
17,74	-10,06	-2,69	12,84	-7,19	-1,92	17,44
<i>Terrasse inaccessible</i>						
16,32	-8,16	-2,45	11,9	-5,95	-1,78	15,28

III.1.5. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

$b_0 = 12 \text{ cm}$ ,  $b = 60 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ,  $f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$ .

Tableau III.4. Calcul des armatures en travée

$M_t$ (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$St$ (cm)
<i>Étage courant et RDC</i>							
15,46	0,056	0,072	0,175	2,54	2HA12+1HA10=3,05	1,30	15
<i>Service</i>							
17,74	0,064	0,083	0,174	2,93	2HA12+1HA10=3,05	1,30	15
<i>Terrasse inaccessible</i>							
16,32	0,059	0,076	0,175	2,68	2HA12+1HA10=3,05	1,30	15

**Tableau III.5.** Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

Ma (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Étage courant et RDC							
-8,36	0,030	0,038	0,177	1,36	2HA10=1,57	0,26	15
Service							
-10,06	0,036	0,046	0,177	1,63	1HA10+1HA12=1,92	0,26	15
Terrasse inaccessible							
-8,16	0,030	0,038	0,177	1,32	2HA10=1,57	0,26	15

**Tableau III.6.** Calcul des armatures aux appuis de rive

Ma (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Étage courant et RDC							
-2,32	0,0087	0,011	0,179	0,37	1HA10=0,79	0,26	15
Service							
-2,69	0,0097	0,012	0,179	0,43	1HA10=0,79	0,26	15
Terrasse inaccessible							
-2,45	0,0088	0,011	0,179	0,39	1HA10=0,79	0,26	15

**Vérifications à ELU****a) Vérification au cisaillement**

$V_u = 17,44$  Kn, On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = 0,807 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

**b) Choix des armatures transversales.**

$$\Phi_t \leq \min \left( \Phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( 10, \frac{200}{35}, \frac{120}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t = 5,71 \text{ mm}$$

On fixe  $A_t =$  étrier  $\Phi 6 \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

$$\text{c) L'espacement : } \begin{cases} * S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm} \\ * S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t = 47,5 \text{ cm} \\ * S_t \leq \frac{0,8 f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times A_t}{b_0 (\tau - 0,3 f_{tj} \times k)} \Rightarrow S_t = 85,8 \text{ cm} \end{cases}$$

Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage  $\Leftrightarrow K = 1$ .

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

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

**d) Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times v_u}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$  **BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1)**

$$\tau_u = 1,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

**e) Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :****Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1,15 \times V_u / f_e$  **CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

$$A_s = 0,79 + 3,05 = 3,84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 17,44 \times 10^{-3}}{400} = 0,501 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1,15 / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$

$$A_s = 1,57 + 3,05 = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times (17,44 \times 10^{-3} + \frac{10,68 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}) = 2,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

**f) Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times d \times b_0 \times f_{c28}$ **CBA93 (Art A.5.1.3. 1)** $V_u = 0,01744 \text{ Mn} < 0,267 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 25 = 0,130 \text{ Mn} \Rightarrow \dots\dots\dots$  C'est vérifié**Vérifications à ELS**

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation

**➤ L'état limite d'ouverture des fissures**Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art 4.5.2)}$$

**En travée**

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1,605 \times 10^{-4} < 0$$

$$\text{Calcul de } y : b_0 y^2 / 2 + (15A_s + (b - b_0)h_0)y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15dA_s] = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} (y - h_0)^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

**En appuis intermédiaires :**

$$\text{Calcul de } y : b_0 y^2 / 2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = (b_0 \times y^3) / 3 + 15 A_s (d - y)^2$$

**Tableau III.7. Vérifications des contraintes à l'ELS**

$M_{ser} \text{ (Kn.m)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
<i>En travée</i>					
12,84	4,55	1,0158	5,75	15	Vérifiée
<i>En appuis</i>					
-7,19	10,40	0,6163	12,13	15	Vérifiée

**▪ Etat limite de déformation**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (Type 1) étage de service, car elle est isostatique et d'une travée de 4,7m. Si sa flèche vérifié, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

D'après le CBA93 la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont satisfaites.

- $h \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{15M_0} \right) l_x$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$
- $l \leq 8 \text{ m}$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,062$ . non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

✓ La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

- $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- $f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- $f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q)

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

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm.}$$

▪ **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,60 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0,60 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,60 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

▪ **Propriété de la section :**

**Position de l'axe neutre :**  $\Rightarrow y = 4,55 \text{ cm}$

$$I = 1,0158 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s d}{(b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + 15A_s} \Rightarrow y_G = 7,55 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \left[ \frac{b_0 \times h^3}{12} + (b_0 \times h) \left( \frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \left[ (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + h_0(b - b_0) \left( y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 2,0351 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \dots \dots \dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{)).}$$

▪ **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots \dots \dots$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164,20 \text{ MPa.}$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots \dots \dots$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721,40 \text{ MPa.}$

▪ **Calcul de  $\rho$  et  $\lambda$  :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,05}{12 \times 18} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 0,60 \times 2,1}{(2 \times 0,60 + 3 \times 0,12) \times 0,014} = 2,885$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_f = \frac{2}{5} \times 2,885 = 1,154$$

$\lambda_i$  : Déformation instantané

$\lambda_v$  : Déformation différée

▪ **Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{j\ ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{g\ ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{p\ ser}}{I} (d - y)$$

▪ **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{sg} + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si :  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu_j}$$

$$I_{fjg} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu_g}$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu_p}$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu_g}$$

▪ **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{j\ ser}l^2}{10E_iI_{fj}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\ ser}l^2}{10E_iI_{fp}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g\ ser}l^2}{10E_iI_{fg}}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g\ ser}l^2}{10E_vI_{fgv}}$$

$$J=2,85 \text{ Kn/m}^2,$$

$$g=5,25 \text{ Kn/m}^2,$$

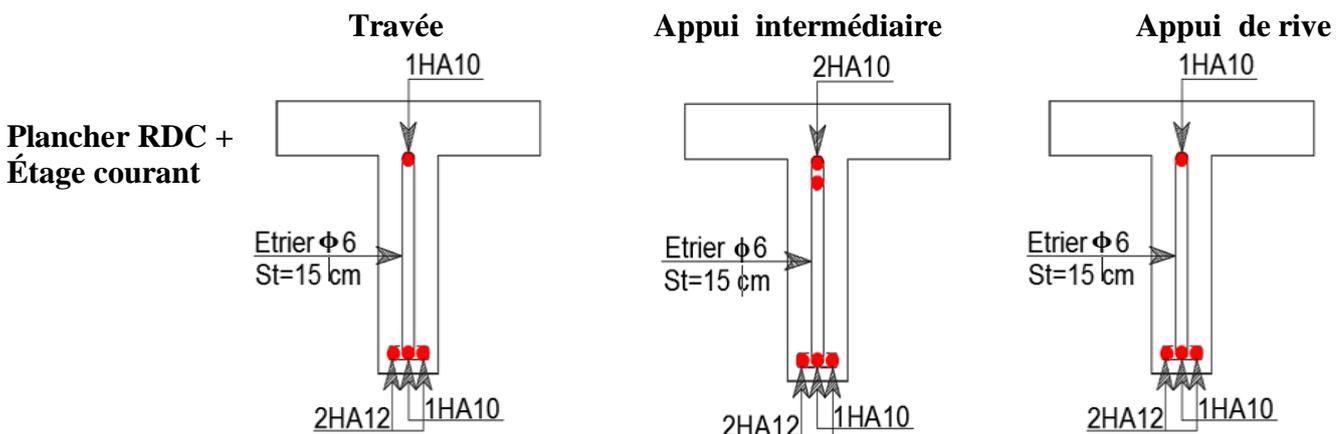
$$p=7,75 \text{ Kn/m}^2$$

**Tableau III.8.** Evaluation de la flèche sur les poutrelles

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{j\ ser}$ (Kn.m)	$M_{g\ ser}$ (Kn.m)	$M_{p\ ser}$ (Kn.m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$I_0 \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )
4,70	3,05	4,72	8,70	12,84	1,0158	2,0351
Y (cm)	$\sigma_{sj}$ (MPa)	$\sigma_{sg}$ (MPa)	$\sigma_{sp}$ (MPa)	$I_{fji} \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{fgi} \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{fpi} \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )
4,55	93,74	172,79	255,02	0,918	0,750	2,239
$I_{fgv} \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
1,248	0,353	0,797	0,394	1,430	0,674	0,940

$\Delta f = 0,674 \text{ cm} < f_{adm} = 0,940 \text{ cm} \dots\dots\dots$ la flèche est vérifiée

Les schémas de ferrailage des différentes poutrelles sont représentés dans le tableau suivant



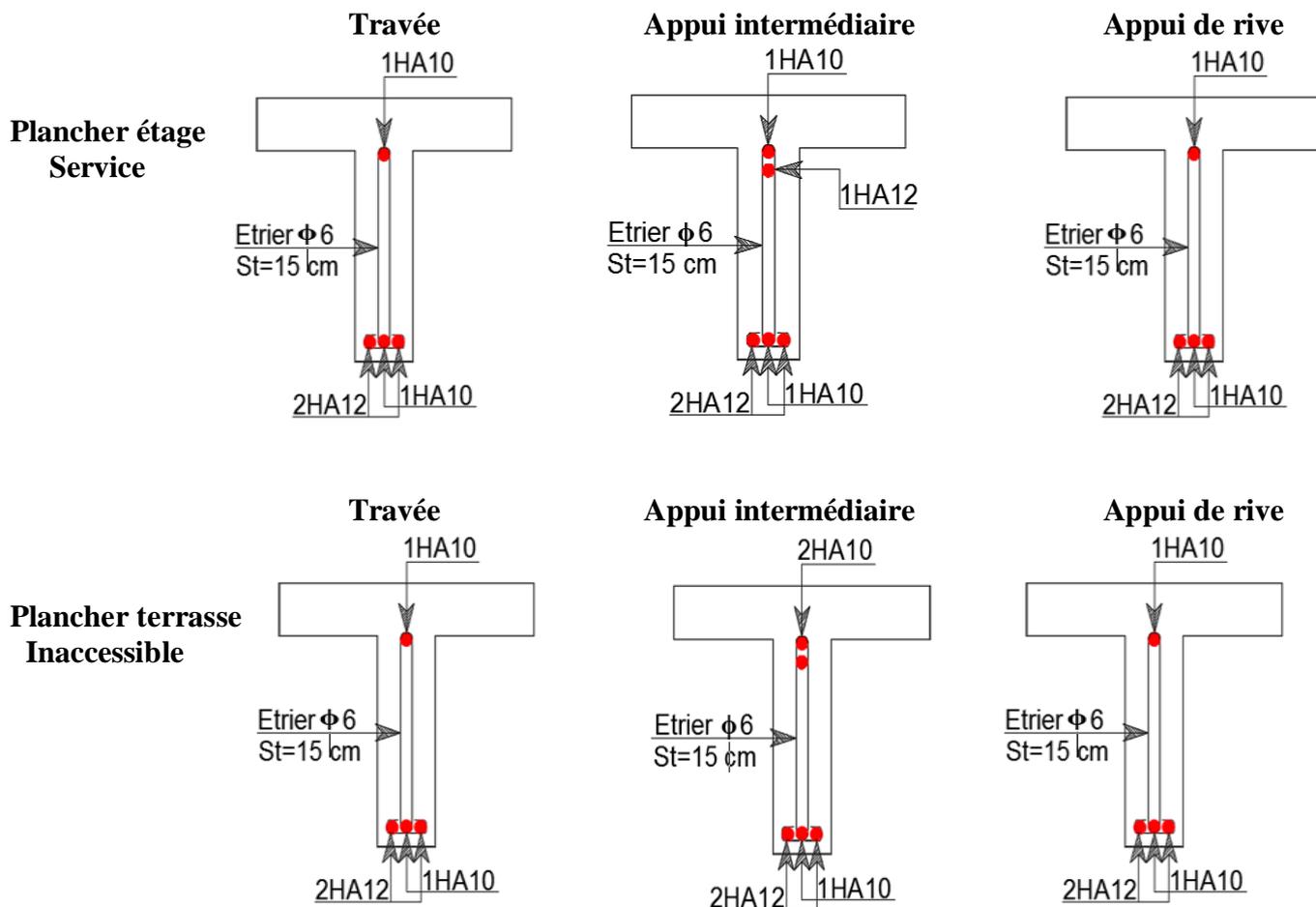


Figure III.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

✓ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

▪ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = 1,02 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)

▪ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0,51\text{cm}^2\text{/ml}$$

- $5\phi 6\text{/ml} = 1,41 \text{ cm}^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$
- $4\phi 6\text{/ml} = 1,13 \text{ cm}^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St = 25 \text{ cm} < 30\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

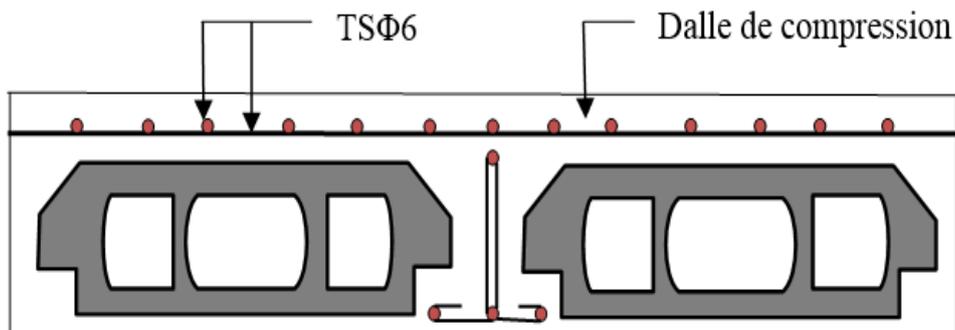


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.2. Dalles pleines :

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

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$\rho = L_x/L_y \Rightarrow$  Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $L_x$ )

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

#### III.2.1. Type 1 : Panneau D1 (repose sur 3 appuis) :

$L_x = 1,35 \text{ m}, L_y = 3,55 \text{ m} \Rightarrow L_x < L_y/2$

La dalle travaille selon les deux sens «  $l_x, l_y$  ».

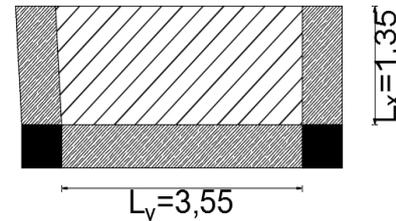


Figure III.7. Panneau de dalle D1 (balcon)

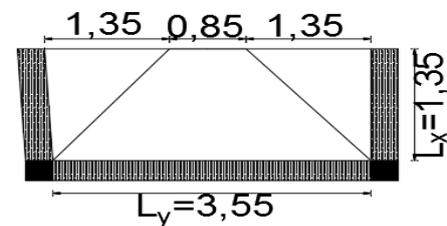


Figure III.8 .Ligne de rupture dalle sur 3 appuis

#### III.2.1.1. Calcul à L'ELU

$G = 4,40 \text{ Kn/m}^2$

$Q = 3,50 \text{ Kn/m}^2$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,19 \times 1 = 11,19 \text{ Kn/ml}$

#### Calcul des moments isostatiques :

$M_0^x = q_u \frac{l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u l_x^3}{3} = 17,84 \text{ Kn.m}$

$M_0^y = q_u \frac{l_x^3}{6} = 4,59 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en travée :**  $M_x^t = 0,85 \times M_0^x = 15,16 \text{ Kn.m}$

$M_y^t = 0,85 \times M_0^y = 3,90 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en appuis :**  $M_x^a = M_y^a = -0,5 M_0^x = -8,92 \text{ Kn.m}$

▪ **L'effort tranchant :**  $V_{ux} = (q_u \times l_x)/2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 7,40 \text{ Kn}$

$V_{uy} = (q_u \times l_y)/2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 0,41 \text{ Kn}$

#### III.2.1.2. Ferrailage

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

$b = 100 \text{ cm}, h = 12 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, f_{st} = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.9. Calcul des armatures principales pour la dalle

Sens	$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
En travée								
x-x	15,16	0,107	0,142	0,094	4,63	0,96	6HA10 = 4,71	16,5
y-y	3,90	0,027	0,034	0,098	1,14	0,96	4HA 8 = 2,01	25
En appuis								
x-x=y-y	-8,92	0,063	0,081	0,097	2,64	0,96	4HA10 = 3,14	25

▪ **Espacement des barres**

// à  $L_x$  :  $St \leq \min(2 \times e, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

// à  $L_y$  :  $St \leq \min(3 \times e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

▪ **Vérifications : (BAEL 91)**

▪ **L'effort tranchant**

$b = 100 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}, V_u = 7,40 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0,074 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  condition vérifiée  
(pas de risque de rupture par cisaillement)

▪ A L'ELS

qs= G+Q=7,90 Kn/m.

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

$$b y^2 / 2 + 15 Ay - 15Ad = 0 \quad , \text{et} \quad I = b y^3 / 3 + 15 A (d - y)^2$$

➤ Vérification des contraintes dans l'acier

Fissuration nuisible  $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot ftj}) = 201,6 \text{ MPa}$

Tableau III.10. Calcul des armatures pour la dalle pleine

Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	Y (cm)	I × 10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	10,71	3,12	0,4962	6,73	15	Vérifiée	222,75	201,6	n'est Vérifiée
y-y	2,75	2,17	0,2189	2,73	15	Vérifiée	147,55	201,6	Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x=y-y	-6,30	2,63	0,3165	5,24	15	Vérifiée	220,05	201,6	n'est Vérifiée

Donc on augmente la section d'armature ⇒ On prend

5 HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens x-x en travée.

4 HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens x-x et y-y en appuis.

En travée ⇒ σ<sub>st</sub> = 198,38 MPa < σ̄<sub>st</sub> = 201,6 MPa.....condition vérifiée.

En appuis ⇒ σ<sub>st</sub> = 158,06 MPa < σ̄<sub>st</sub> = 201,6 MPa.....condition vérifiée.

➤ Vérification de la flèche

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 0,000565 > 0,0005 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Tableau III.11. Vérification de la flèche

sens	f <sub>ji</sub> (cm)	f <sub>gi</sub> (cm)	f <sub>pi</sub> (cm)	f <sub>gv</sub> (cm)	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
x-x	8,87 × 10 <sup>-4</sup>	0,022	0,059	0,046	0,082	0,27
y-y	0,172	0,250	0,450	0,336	0,394	0,71

La flèche est vérifiée dans les deux sens

Schémas de ferrailage panneau D1 :

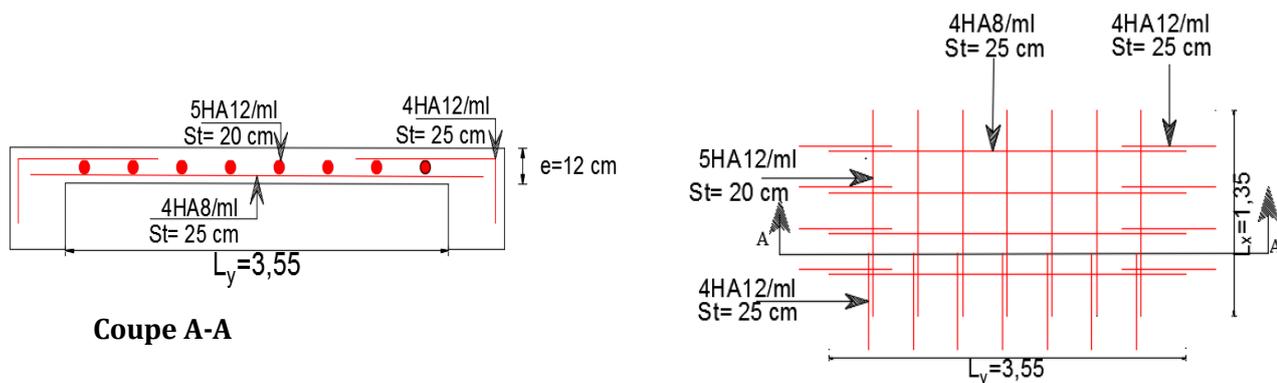
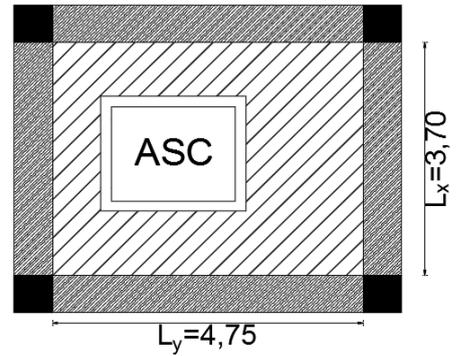


Figure III.10. Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D<sub>1</sub>) sur 3 appuis.

**III.2.2. Type 2 : Panneau D2 (repose sur 4 appuis) :**

$L_x = 3,70 \text{ m}$ ,  $L_y = 4,75 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,77 > 0,4$   
 La dalle travaille selon les deux sens «  $l_x$ ,  $l_y$  ».



**Figure.III.10.** Panneau de dalle D2 (étage)

**III.2.1.1. Calcul à L'ELU**

$G = 5,40 \text{ Kn/m}^2$   
 $Q = 1,50 \text{ Kn/m}^2$   
 $q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,54 \text{ Kn/m}^2$

$v = 0$ ,  $\rho = 0,77 \Rightarrow \mu_x = 0,0596$ ,  $\mu_y = 0,5440$

$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 7,78 \text{ Kn.m}$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 4,23 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en travée :**  $M_x^t = 0,75 \times M_x = 5,84 \text{ Kn.m}$   
 $M_y^t = 0,75 \times M_y = 3,17 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en appuis :**  $M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -3,89 \text{ Kn.m}$

**III.2.2.2. Ferrailage**

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

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 12 \text{ cm}$ ,  $d = 10 \text{ cm}$ ,  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ ,  $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

**Tableau III.12.** Calcul des armatures pour la dalle (D 2)

Sens	$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
<i>En travée</i>								
x-x	5,84	0,041	0,052	0,098	1,71	1,07	4HA8=2,01	25
y-y	3,17	0,022	0,028	0,099	0,92	0,96	3HA 8 =1,51	33
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	-3,89	0,027	0,034	0,099	1,13	0,96	3HA8= 1,51	33

▪ **Vérifications l'effort tranchant**

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 10 \text{ cm}$ ,

$\rho = 0,77 > 0,4$   $\left\{ \begin{aligned} V_{ux} &= (q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 12,89 \text{ Kn} \\ V_{uy} &= (q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 6,10 \text{ Kn} \end{aligned} \right.$

$\tau_u = V_u / b \times d = 0,129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  condition vérifiée

**III.2.2.3. Calcul à L'ELS**

$q_s = G + Q = 6,90 \text{ Kn/m}^2$

$v = 0,2$ ,  $\rho = 0,77 \Rightarrow \mu_x = 0,0661$ ,  $\mu_y = 0,6710$

$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 6,24 \text{ Kn.m}$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 4,19 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en travée :**  $M_x^t = 0,75 \times M_x = 4,68 \text{ Kn.m}$   
 $M_y^t = 0,75 \times M_y = 3,14 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en appuis :**  $M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -3,12 \text{ Kn.m}$

▪ **Vérification à L'ELS**

➤ **L'état limite de compression de béton**

donc on doit vérifier que :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Calcul de  $y$  :  $b y^2 / 2 + 15 (A_s + A'_s)y - 15(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = (b_0 \times y^3) / 3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

Fissuration nuisible  $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$

**Tableau III.13.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	$Y$ (cm)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	4,68	2,17	0,2189	4,64	15	Vérifiée	251,10	201,6	n'est Vérifiée
y-y	3,14	1,91	0,715	0,84	15	Vérifiée	53,29	201,6	Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x = y-y	3,12	1,91	0,715	0,83	15	Vérifiée	52,95	201,6	Vérifiée

Condition non vérifiée, donc on augmente la section d'armature

On prend 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens principal en travée

En travée  $\Rightarrow \sigma_{st} = 163,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$e \geq \max(\frac{3}{80}, \frac{M_x^t}{20M_0^x}) l_x = 0,12 < 0,178$  .....condition non Vérifiée

**Tableau III.14.** Vérification de la flèche

sens	$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
x-x	0,0241	0,0464	0,0984	0,0436	0,072	0,74
y-y	0,061	0,109	0,139	0,325	0,294	0,95

Calcul des barres de renfort  $\Rightarrow$  la section équivalente à celle coupée

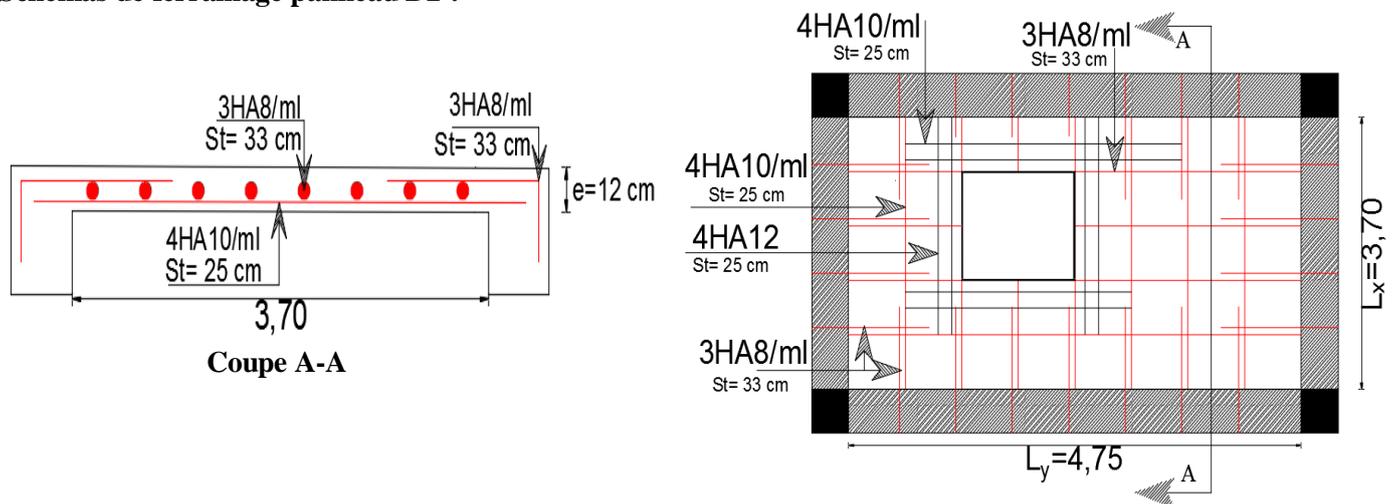
**La section d'armature  $A_x$  selon x-x' :**

$A_x = a \times A_x^t = 4,40 \text{ cm}^2$  On choisit 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

**La section d'armatures  $A_y$  selon y-y' :**

$A_y = b \times A_y^t = 2,72 \text{ cm}^2$  On choisit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>.

**Schémas de ferrailage panneau D2 :**



**Figure III.11.** Schémas de ferrailage de la dalle (D2) sur 4 appuis

**III.3-Etudes des escaliers :**

**III.3.1.Type 1 escalier à trois volées (niveau sous-sol au 6<sup>ème</sup> étage)**

**III.3.1.1.Les volées 1 et 3 sont identiques**

- **La charge permanente sur la volée**  
 $G=8,68 \text{ Kn/m}^2$   
 $Q= 2,5 \text{ Kn/m}^2$
- **La charge permanente sur le palier**  
 $G=5,11 \text{ Kn/m}^2$   
 $Q= 2,5 \text{ Kn/m}^2$

**III.3.1.2.Calcul à l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée :**  
 $q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,47 \text{ Kn/ml}$ .
- **La charge qui revient sur le palier :**  
 $q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 10,65 \text{ Kn/ml}$ .

**III.3.1.3.Calcul des sollicitations :**

**a) Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 22,59 \text{ Kn}, \quad R_B = 18,84 \text{ Kn}.$$

**b) Calcul des moments**  $\Rightarrow (x=1,46 \text{ m}) \Rightarrow M_{0 \max} = 16,49 \text{ Kn,m}$

**c) Calcul des moments réels :**

$$M_a = - 0,5 M_{\max} = -8,25 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 14,02 \text{ Kn.m}$$

**III.3.1.4.Ferraillage :**

Calcul en flexion simple de la section ( $b \times h$ ) = (100 × 12), et  $d = 10 \text{ cm}$

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15. Calcul des armatures principales pour l'escalier**

$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
<i>En travée</i>							
14,02	0,099	0,131	0,095	4,24	1,21	4HA12 = 4,52	25
<i>En appuis</i>							
-8,25	0,058	0,075	0,097	2,44	1,21	4HA10 = 3,14	25

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

$$T = 22,59 \text{ Kn}$$

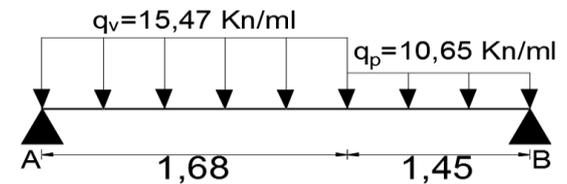
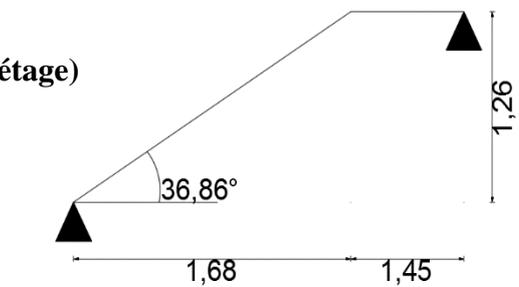
$$\tau_u = V_u / b \times d = 0,226 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée (pas d'armatures transversales)}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_a^t = A_{adopté} / 4 = 1,13 \text{ cm}^2\text{/ml} \Rightarrow \text{On adopte : 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2\text{/ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm}$$

$$A_a^t = A_{adopté} / 4 = 0,79 \text{ cm}^2\text{/ml} \Rightarrow \text{On adopte : 3HA8} = 1,51 \text{ cm}^2\text{/ml} \text{ et } St = 33 \text{ cm}$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml et St = 25 cm



**Figure III.12. Schéma statique de la volée 1**

**III.3.1.5. Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que

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

- **La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$q_v = G_v + Q_v = 11,18 \text{ Kn/m}$

$q_p = G_p + Q_p = 7,61 \text{ Kn/m}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS**

$R_A$ (Kn)	$R_B$ (Kn)	$M_0$ (Kn.m)	$M_{ser}$ (Kn.m)	$Y$ (cm)	$I \times 10^{-4}$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>								
16,01	13,81	11,46	9,74	3,07	0,4221	7,08	15	Vérifiée
<i>En appuis</i>								
16,01	13,81	11,46	-5,73	2,63	0,3165	4,76	15	Vérifiée

- **Etat de déformation :**

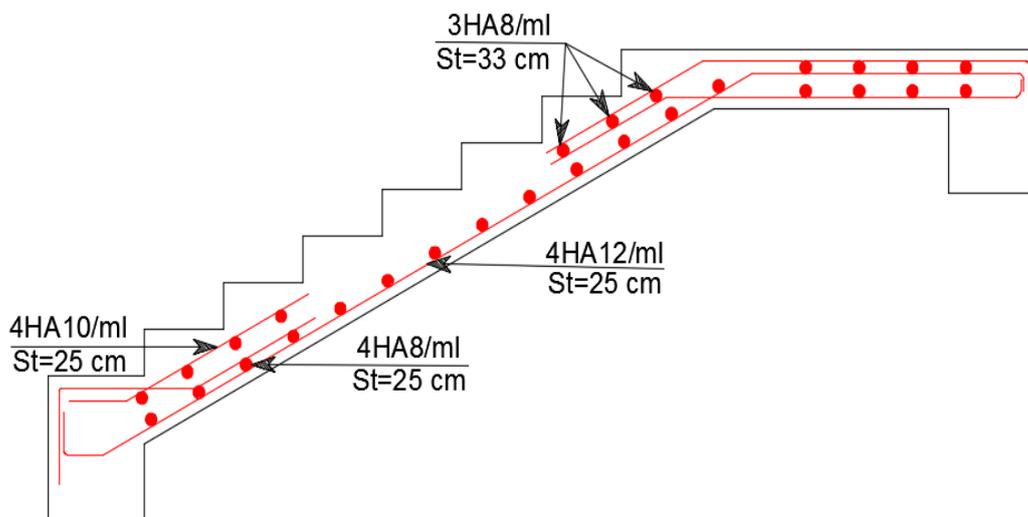
✓  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{20 \times M_0}\right)l \Rightarrow 0,12 \text{ m} < 0,156 \text{ m}.$

La condition 1<sup>ère</sup> n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

**Tableau III.17. Vérification de la flèche**

$L$ (m)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (Kn.m)	$M_{gser}$ (Kn.m)	$M_{pser}$ (Kn.m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$I_0 \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )
3,13	4,52	5,26	8,84	11,88	0,4221	1,546
$Y$ (cm)	$f_{ji}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$\Delta f$	$f_{adm}$
3,07	0,942	0,446	0,711	0,813	0,136	0,626

- **Schéma de ferrailage de l'escalier**



**Figure III.13. Schéma de ferrailage des parties 1 et 3 de l'escalier type 2**

**III.3.2.La volées 2**

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$G=8,68 \text{ Kn/m}^2$

$Q= 2,5 \text{ Kn/m}^2$

**III.3.2.2.Calcul à l'ELU :**

- La charge qui revient sur la volée :

$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,47 \text{ Kn/ml}$

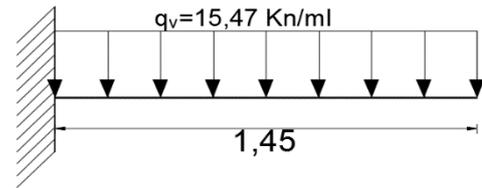


Figure III.14. Schéma statique de la volée 2

**III.3.2.3.Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Résultats de ferraillage de la volée 2

$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{rép} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
16,26	0,115	0,153	0,094	4,97	1,21	5HA12 = 5,65	5HA8 = 2,01	20

- Vérification de l'espacement :

$St \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$T = 22,43 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,224 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée (pas d'armatures transversales)}$

**III.3.2.4.Calcul à l'ELS :**

- La charge qui revient sur la volée :

$q_s = G_v + Q_v = 10,68 \text{ Kn/ml}$

Tableau III.19. Vérifications des contraintes à l'ELS.

$M_{ser} \text{ (Kn.m)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
11,23	0,034	0,5002	7,63	15	vérifiée

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que la fissuration du béton.

Et la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire

- Etats de déformation :

$\checkmark e \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \Rightarrow 0,12 \text{ m} > 0,091 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\checkmark A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} = 5,65 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > 5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.20. Vérification de la flèche

sens	$f_{ji} \text{ (cm)}$	$f_{gi} \text{ (cm)}$	$f_{pi} \text{ (cm)}$	$f_{gv} \text{ (cm)}$	$\Delta f \text{ (cm)}$	$f_{adm} \text{ (cm)}$
x-x	0,028	0,087	0,142	0,198	0,222	0,580

- Schéma de ferraillage de l'escalier

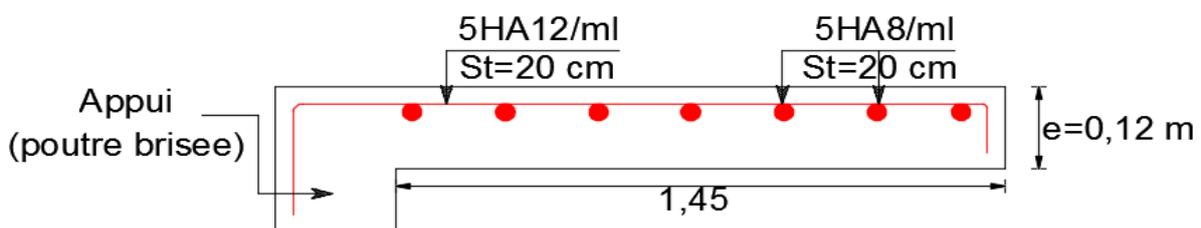


Figure III.15. Schéma de ferraillage de la volée 2 d'escalier

**III.3.3.Escalier à une seule volée (niveau entre sol 1 et 2)**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**  
 $G=8,68 \text{ Kn/m}^2$   
 $Q= 2,5 \text{ Kn/m}^2$

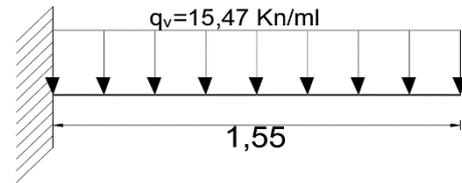


Figure III.16. Schéma statique de type I d'escalier

**III.3.3.1.Calcul à l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée :**  
 $q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,47 \text{ Kn/ml}$ .

**III.3.3.2.Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Résultats de ferraillage de type I d'escalier

$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{rép} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
18,58	0,131	0,176	0,093	5,74	1,21	6HA12 = 6,79	5HA8 = 2,01	16,5

- **Vérification de l'espacement :**

$St \leq \min (2,6 h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  ,  $St = 16,5 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

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

$T = 23,98 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,240 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa}$  .... Condition vérifiée (pas d'armatures transversales)

**III.3.3.3.Calcul à l'ELS :**

- **La charge qui revient sur la volée :**  
 $q_s = G_v + Q_v = 10,68 \text{ Kn/ml}$ .

Tableau III.22. Vérification de la contrainte dans le béton

$M_{ser} \text{ (Kn.m)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
12,83	0,034	0,5002	8,72	15	vérifiée

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que la fissuration du béton. Et la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **Etats de déformation :**

✓  $e \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \Rightarrow 0,12 \text{ m} > 0,097 \text{ m}$  ..... condition vérifiée

✓  $A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 6,79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > 5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  ..... condition non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.23. Vérification de la flèche

sens	$f_{ji} \text{ (cm)}$	$f_{gi} \text{ (cm)}$	$f_{pi} \text{ (cm)}$	$f_{gv} \text{ (cm)}$	$\Delta f \text{ (cm)}$	$f_{adm} \text{ (cm)}$
x-x	0,043	0,134	0,200	0,278	0,301	0,62

- ♦ **Schéma de ferraillage de l'escalier**

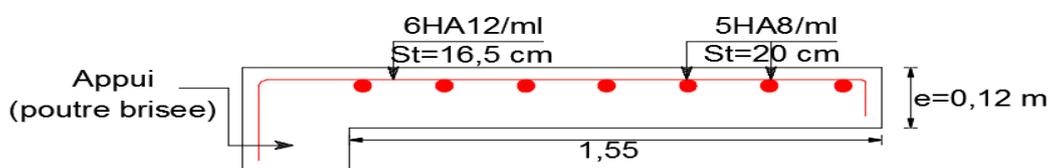


Figure III.17. Schéma de ferraillage de type I d'escalier.

### III.4-Etudes de la poutre Brisée de l'escalier type 2

Dimensionnement :

$$\bullet \quad (l_{max}/15) \leq hp \leq (l_{max}/10)$$

$$L = 1,48 + \frac{0,84}{\cos 40,6} + 1,36 = 3,95 \text{ m} \Rightarrow 0,26 \text{ m} \leq hp \leq 0,39 \text{ m}$$

Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 ; \quad b \geq 20 ; \quad \frac{h}{b} < 4$$

Donc soit h = 35 cm et b = 30 cm

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

#### III.4.1.Calcul a la flexion simple

- Son poids propre :  $G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,63 \text{ Kn/ml}$
- Le poids du mur sur la poutre :  $G_1 = 20 \times 0,25 \times (2,97 - 0,35 - 1,26) = 6,80 \text{ Kn/ml}$
- La charge transmise par l'escalier :  $R_B = 18,84 \text{ Kn/ml}$

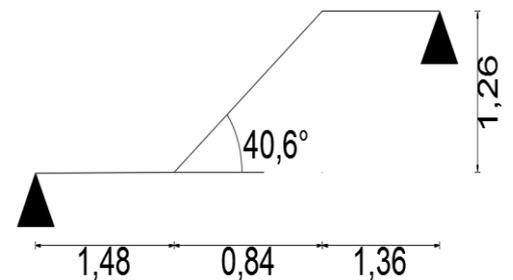
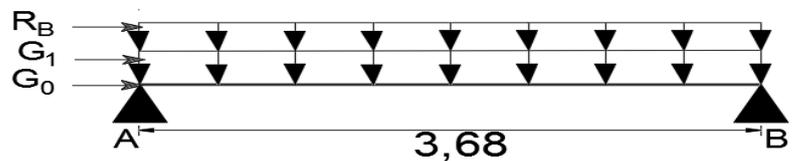


Figure III.18. Schéma statique de la poutre brisée.



#### III.4.1.1.Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$$P_u = 1,35(G_0 + G_1) + 18,84 = 31,57 \text{ Kn/ml}$$

Tableau III.24. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$M_o \text{ (Kn.m)}$	$M_a \text{ (Kn.m)}$	$M_t \text{ (Kn.m)}$	$V_u \text{ (Kn)}$
53,44	-26,72	45,42	58,09

#### III.4.1.2.Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :

$$b = 30 \text{ cm}, \quad h = 35 \text{ cm}, \quad d = 33 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau III.25. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$St \text{ (cm)}$
En travée						
45,42	0,098	0,129	0,313	4,17	1,20	15
En appuis						
-26,72	0,058	0,074	0,320	2,40	1,20	10

#### ♦ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 58,09 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,587 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} ( 0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### ▪ Armatures transversales à la flexion simple :

$$St = 20 \text{ cm} < \text{min} ( 0,9 d ; 40 \text{ cm} ) = 29,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) \times b \times St}{0,8 f_e} = -0,0810 \text{ cm}^2 < 0$$

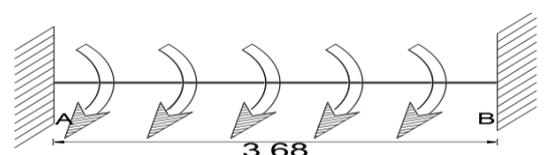
$$\text{Donc } A_t = 0,60 \text{ cm}^2$$

#### III.4.2.Calcul à la torsion

##### III.4.2.1.Le moment de torsion :

Moment maximum aux appuis

$$M_T = (M_a \times l)/2 = 15,18 \text{ Kn.m} \text{ Le moment de torsion.}$$



**III.4.2.2. Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

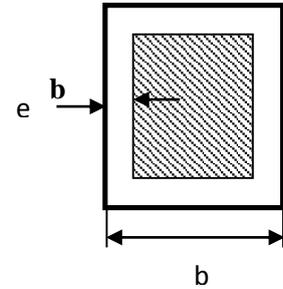
$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}, \quad e = \frac{H}{6} = 5 \text{ cm}, \quad \Omega = (b - e)(h - e) = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \tau_T = 2,02 \text{ MPa} \quad \text{on doit vérifier que : } \tau \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau^2 = (\tau_u)^2 + (\tau_T)^2 = 4,42 \Rightarrow \tau = 2,10 \text{ MPa} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{pas de risque de} \\ \text{rupture par cisaillement} \end{array} \right.$$



▪ **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_{lT} = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1,10 \text{ m}$$

$$A_{lT} = 3,49 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

$$\text{Si on fixe } S_t = 20 \text{ cm} : A_t = 0,58 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures transversales**

$$A_t = A_t^{flexion simple} + A_t^{torsion} \Rightarrow A_t = 1,18 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures longitudinales :**

**En travée :**

$$A_l^t = A_l^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion} \Rightarrow A_l^t = 5,92 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_l^a = A_l^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion} \Rightarrow A_l^a = 4,15 \text{ cm}^2$$

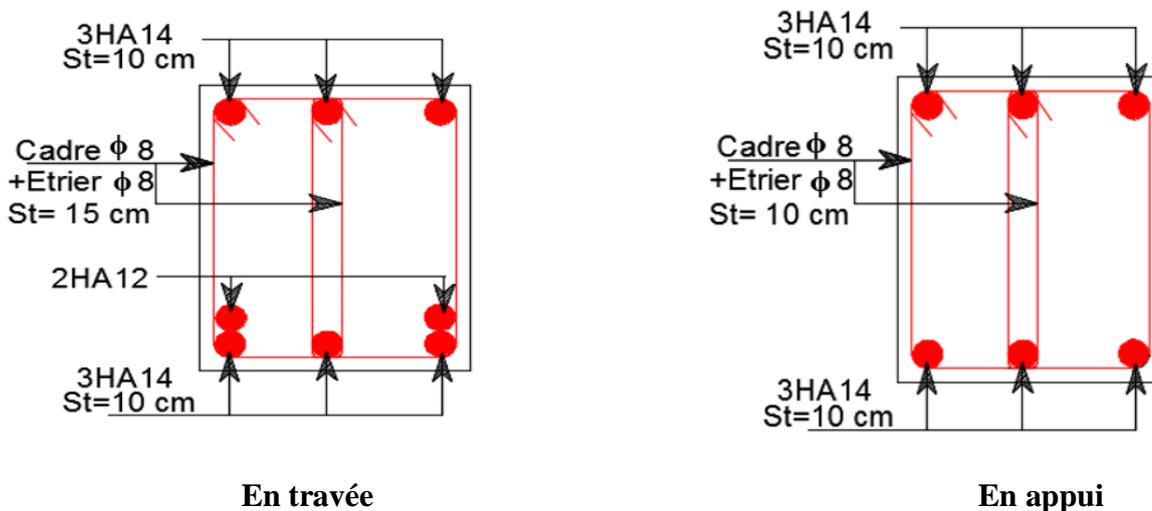
▪ **Choix de ferrailage :**

Pour  $A_l^t$  on choisit 2HA12 + 3HA14 = 6,68 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_l^a$  on choisit 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_t$  on choisit 4HA8 (1 cadre + 1 étrier de  $\Phi 8$ ) = 2,01 cm<sup>2</sup>

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.19. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.**

**III.4-Etudes de la poutre Brisée de l'escalier type 1**

**Dimensionnement :**

▪  $(l_{max}/15) \leq hp \leq (l_{max}/10)$

$L = 5,64 \text{ m} \Rightarrow 0,376 \text{ m} \leq hp \leq 0,564 \text{ m}$

**Exigences du RPA99/2003**

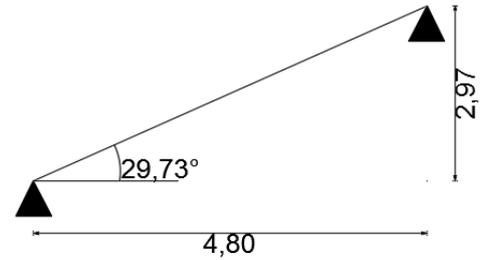
$h \geq 30 ; b \geq 20 ; \frac{h}{b} < 4$

Donc soit  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

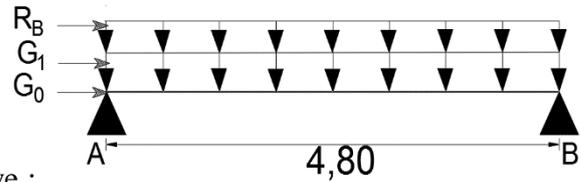
La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

**Calcul a la flexion simple**

- Son poids propre :  $G_0=25 \times 0,40 \times 0,30= 3,00 \text{ Kn/ml}$
- Le poids du mur sur la poutre :  $G_1= 20 \times 0,25 \times (2,97-0,40-1,29)= 6,40 \text{ Kn/ml}$
- La charge transmise par l'escalier :  $R_B = 23,97 \text{ Kn/ml}$



**Figure III.20.** Schéma statique de la poutre brisée.



**Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$P_u=1,35(G_0+G_1) + 23,98= 36,67 \text{ Kn/ml}$

**Tableau III.26.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$M_o \text{ (Kn.m)}$	$M_a \text{ (Kn.m)}$	$M_t \text{ (Kn.m)}$	$V_u \text{ (Kn)}$
105,61	-52,81	79,21	88,00

**Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

$b=30 \text{ cm}, h=40 \text{ cm}, d=38 \text{ cm}, f_{bu}=14,2 \text{ MPa}$

**Tableau III.27.** Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$St \text{ (cm)}$
En travée						
79,21	0,128	0,171	0,354	6,43	1,38	15
En appuis						
-52,81	0,086	0,112	0,363	4,18	1,38	10

♦ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$V_u= 88 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,772 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} ( 0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

▪ **Armatures transversales à la flexion simple :**

$St = 15 \text{ cm} < \text{min} ( 0,9 d ; 40 \text{ cm} ) = 34,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

$A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$

$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) \times b \times St}{0,8 f_e} = 0,20 \text{ cm}^2$

Donc  $A_t = 0,45 \text{ cm}^2$

**Calcul à la torsion**

**Le moment de torsion :**

Moment maximum aux appuis

$M_T = (M_a \times l)/2 = 18,58 \text{ Kn.m}$  Le moment de torsion.

**Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}, \quad e = \frac{H}{6} = 6,67 \text{ cm}, \quad \Omega = (b - e)(h - e) = 0,078 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \tau_T = 1,79 \text{ MPa} \quad \text{on doit vérifier que : } \tau \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau^2 = (\tau_u)^2 + (\tau_T)^2 = 3,80 \Rightarrow \tau = 1,95 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

**Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1,13 \text{ m}$$

$$A_l = 3,84 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

$$\text{Si on fixe } S_t = 20 \text{ cm} : A_t = 0,69 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 1,14 \text{ cm}^2$$

**Armatures longitudinales :****En travée :**

$$A_l = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l = 8,35 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

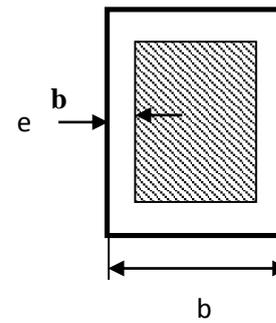
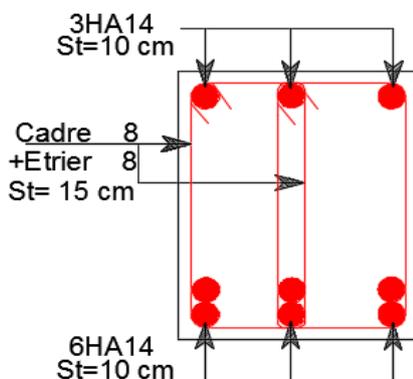
$$A_l = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l = 6,02 \text{ cm}^2$$

**Choix de ferrailage :**

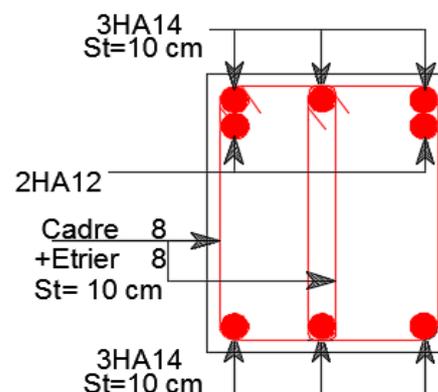
Pour  $A_l'$  on choisit 6 HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_l''$  on choisit 2HA12 + 3HA14 = 6,68 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_t$  on choisit 4HA8 (1 cadre + 1 étrier de  $\Phi 8$ ) = 2,01 cm<sup>2</sup>

**Schéma de ferrailage :**

**En travée**



**En appui**

**Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.**

**III.5. Etude de la poutre de chaînage :**

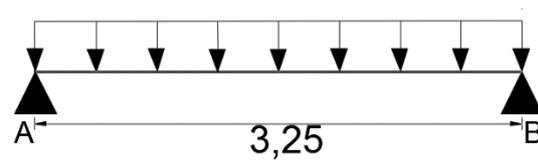


Figure III.22. Schéma statique de la poutre chaînage.

**III.5.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3).**

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{max} = 3,25$  m

Selon la condition de flèche :

$$\square (l_{max}/15) \leq hp \leq (l_{max}/10) \Rightarrow 0,217 \text{ m} \leq hp \leq 0,325 \text{ m}$$

Donc soit  $h = 30$  cm et  $b = 30$  cm

**III.5.2. Sollicitations :**

- ❖  $G_{pc} = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ Kn/ml}$
- ❖  $G_{mur} = 2,76 \times (2,97 - 0,30) = 7,37 \text{ KN/ml}$
- ❖  $G_{Plancher} = (1,35 G + 1,5 Q) \frac{l}{2} = 6,30 \text{ Kn/ml}$

$$q_u = 19,96 \text{ Kn/m}$$

$$q_s = 14,63 \text{ Kn/m}$$

$$ELU \begin{cases} M_u = q_u * \frac{l^2}{8} = 26,35 \text{ Kn.m} \\ V_u = q_u * \frac{l}{2} = 32,44 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s = q_s * \frac{l^2}{8} = 19,32 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

**Correction des moments :**

$$\text{Travée} \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_u = 22,40 \text{ Kn.m} \\ M_{ts} = 0,85 M_s = 16,42 \text{ Kn.m} \end{cases}, \quad \text{Appuis} \begin{cases} M_{au} = -0,5 M_u = -13,18 \text{ Kn.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s = -9,66 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

**III.5.3. Ferrailage :**

Tableau III.28. Résultat de ferrailage de la poutre de chaînage.

$M_u$ (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée							
22,40	0,067	0,087	0,27	2,38	3HA12 = 3,39	1,01	15
Appuis							
-13,18	0,039	0,050	0,27	1,40	3HA10 = 2,36	1,01	15

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0,386 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Calcul de l'espacement :**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier } \emptyset 8 = 4 \emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = 0,67 \text{ m}$$

$$\textcircled{2} S_t \leq \min[0,9 * d; 40 \text{ cm}] = 0,252 \text{ m}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0,3 * K * f_{t28})} ; \begin{cases} FN \\ \alpha = 90^\circ \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**III.5.4. Vérification des contraintes :**

▪ **Etats limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * d * A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

En travée :  $y = 8,19 \text{ cm}$   $I=1,7514 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7,68 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$

En appuis :  $y = 7,03 \text{ cm}$   $I=7,7708 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,87 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$

▪ **Vérification de la flèche :**

- $h \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right) l_x \Rightarrow 0,30 \text{ m} > 0,277 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $A \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow 3,39 \text{ cm}^4 < 8,82 \text{ cm}^4 \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $l \leq 8 \text{ m}$

**Schéma de ferrailage :**

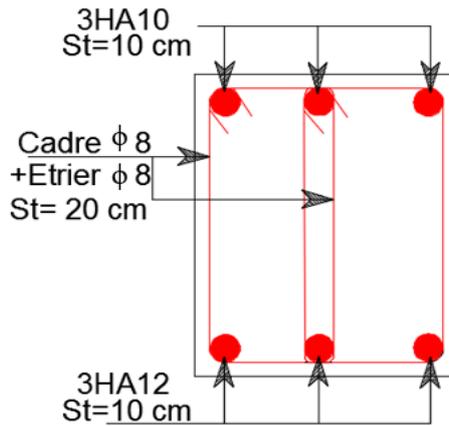


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre chaînage

**III.6. L'ascenseur :**

**Évaluation des charges**

Le poids propre d'ascenseur est de 630 kg

$$P = P_M + D_M + 630 = 1500 + 5100 + 630 = 7230 \text{ kg}$$

**III.6.1. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie:**

La dalle reprend une charge importante l'épaisseur de  $e = 12 \text{ cm}$ .

✓ **Détermination de la surface d'impact U×V**

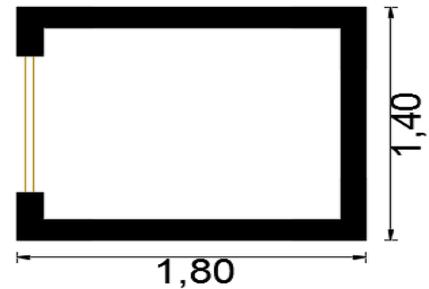


Figure III.24. Cage d'ascenseur.

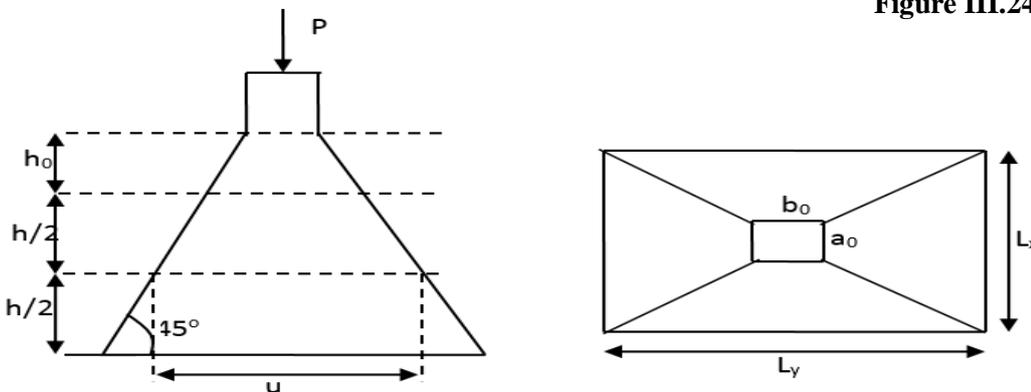


Figure III.25. Schémas représentant la surface d'impact.

$$U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \Rightarrow a_0, U : \text{dimensions // à } l_x$$

$$V = b_0 + h + 2\xi \times h_0 \Rightarrow b_0, V : \text{dimensions // à } l_y$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ )

$U=102 \text{ cm} \Rightarrow l_x=140 \text{ cm}$

$V=102 \text{ cm} \Rightarrow l_y=180 \text{ cm}$

✓ **Evaluation des moments sous charge concentrée :**

➤  **$M^{x1}$  et  $M^{y1}$  du système :**

$M_{x1}, M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91** :

$$M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times q$$

$$M_{y1} = (M_2 + v \times M_1) \times q$$

Avec :  $v$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque PIGEAUD .....(annexe.II.)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 \quad \Rightarrow \quad \frac{v}{l_x} = 0,72 \quad \frac{v}{l_y} = 0,57$$

d'où :  $M_1 = 0,09$  et  $M_2 = 0,024$

$qu = 1,35 P = 97,61 \text{ Kn} \Rightarrow$  (avec  $P = 72,30 \text{ Kn}$ )

$M_{x1} = 8,78 \text{ Kn.m/ml.}$        $M_{y1} = 2,34 \text{ Kn.m/ml.}$

➤  **$M^{x2}$  et  $M^{y2}$  du système :**

$M_{x2}, M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretien.

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\rho = l_x/l_y = 0,80 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0561 \quad \mu_y = 0,5959$$

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

$$G^2 = 5,40 \text{ KN/m}^2 \cdot Q^2 = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot \Rightarrow qu = 8,79 \text{ Kn/ml.}$$

$$M_{x2} = 0,97 \text{ Kn.m} \quad M_{y2} = 0,58 \text{ Kn.m}$$

La superposition des moments donne :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,75 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,92 \text{ Kn.m}$$

**III.6.2.Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$

**Tableau III.29.Ferraillage de la dalle pleine (salle machinerie)**

$M_u \text{ (Kn.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$	$St \text{ (cm)}$
<i>En travée</i>							
x-x	7,31	0,052	0,067	0,097	2,16	1,06	3HA10= 2,36
y-y	2,19	0,015	0,018	0,099	0,64	0,96	4HA8=2,01
<i>En appuis</i>							
x-x	-4,88	0,034	0,043	0,098	1,43	1,06	4HA8=2,01
y-y	-1,46	0,010	0,012	0,099	0,42	0,96	4HA8=2,01

**III.6.3.Vérifications :**

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{x_{min}} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \Rightarrow A_{x_{min}} = 1,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{x_{min}} < A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{y_{min}} = 0,0008 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{y_{min}} < A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

▪ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(U+V) = 408 \text{ cm}$$

$$q_u = 97,61 \text{ Kn} \leq 367,2 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$T^U = T^V = \frac{q_u}{3 \times u} = 31,90 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T^u}{b \times d} = 0,319 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = (0,07 f_{c28}) = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**III.6.4. Calcul à l'ELS :**

▪ **Moment engendré par le système de levage :**

$$q_s = 72,30 \text{ Kn}$$

$$M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + v \times M_1) \times q_s$$

$$d'où : M_1 = 0,09 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,024 \quad \Rightarrow \quad M_{x1} = 6,85 \text{ Kn.m/ml.} \quad M_{y1} = 3,04 \text{ Kn.m/ml.}$$

▪ **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_s = 6,40 \text{ kn}$$

$$\mu_x = 0,0561 \quad \mu_y = 0,5959$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,70 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,42 \text{ Kn.m}$$

▪ **La Superposition des Moments :**

$$M^x = 7,55 \text{ Kn.m} \quad M^y = 3,46 \text{ Kn.m}$$

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

➤ **L'état limite de compression de béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b y^2}{2} + 15 A_s y - 15 d A_s = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = (b \times y^3)/3 + 15 A_s (d - y)^2$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\text{Fissuration nuisible } \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$$

**Tableau III.30. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	5,66	2,33	0,2504	5,26	15	Vérifiée	260,06	201,63	n'est Vérifiée
y-y	2,60	2,17	0,1848	3,05	15	Vérifiée	165,24	201,63	Vérifiée

Condition non vérifiée, La condition est non vérifiée donc on augmente la section d'armature

On prend 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> dans le sens x-x

➤ **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

✓  $\frac{h_t}{l} = 0,086 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,0371$  .....condition vérifiée.

✓  $\frac{A_s}{b \times d} = 0,00314 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$  .....condition vérifiée.

✓ **Schémas de ferrailage**

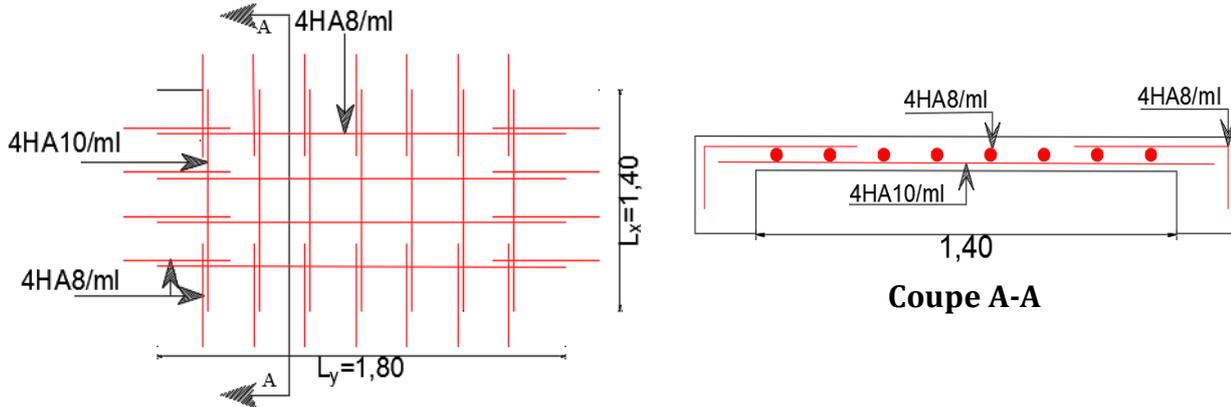


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la dalle pleine local machinerie

**III.7. Etude de l'acrotère :**

**III.7.1. Cas charge verticale**

Tableau III.31. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (cm <sup>2</sup> )	Poids propre (Kn/ml)	Enduit ciment (Kn/ml)	G <sub>Total</sub> (Kn/ml)	Q (Kn/ml)
30	10	390	0,975	0,24	1,215	1

**III.7.2. Cas charge horizontale (charge sismique)**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  RPA 99 (article 6.2.3)

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone obtenu dans le RPA99 (tableau 4.1)

C<sub>p</sub>: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (tableau 6.1)

W<sub>p</sub>: Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bejaia)

Donc :  $\begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \\ W_p=1,215 \text{ Kn/ml} \end{cases}$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,215 = 0,583 \text{ Kn}$

✓ **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité

$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}$ ,  $Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 7,26 \text{ cm}, Y_G = 17,18 \text{ cm}$

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 1,215 \text{ Kn}$

$M_Q = Q \times h = 0,3 \text{ Kn.m}$

$M_{Fe} = F_p \times Y_G = 0,10 \text{ Kn.m}$

RPA99 (tableau 4.1)

RPA99 (tableau 6.1)

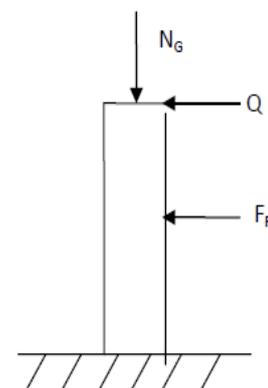


Figure III.27. Schémas statique de l'acrotère

**Tableau III.32. Combinaison d'action de l'acrotère**

	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	$G + Q + E$	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q$
$N (kn)$	2,798	3,40	2,215
$M (Kn.m)$	0,40	0,45	0,30

- $e_0 = M_U/N_U = 0,132 \text{ m}$
- $h/6 = 0,05 \text{ m}$
- $e_0 > h/6 \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et  $N_U$  est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion à la simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$ , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis –avis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale du calcul

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$e_a$ : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$ : L'excentricité structurale.

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

$$e_a = \max (2\text{cm}, L/250)$$

$L$ : portée de l'élément = 30 cm,  $\Rightarrow e_a = \max (2\text{cm}, h/250) = 2 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \dots \dots \dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\varphi$ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérés.

$\alpha$ : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$l_f$ : la longueur de flambement

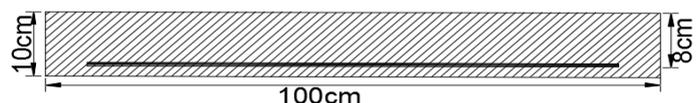
$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$l_f = 2l_0 = 0,60\text{m} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 2,16 \times 10^{-3} \text{ m d'où : } e = \mathbf{0,154 \text{ m.}}$$

✓ **les sollicitations de calcul deviennent**

$$N_u = 3,40 \text{ Kn}$$

$$M_u = N_u \times e = 0,524 \text{ Kn.m}$$



**Figure III.28. Section à ferrailler**

**III.7.3. Ferrailage de l'acrotère**

**Calcul à L'ELU**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,626 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,00689 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0 \quad \checkmark$$

**Tableau III.33. Calcul des armatures pour l'acrotère**

$M_{ua} (Kn.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z (m)$	$A_l (cm^2/ml)$	$A_s (cm^2/ml)$
0,626	0,00689	0,00864	0,079	0,228	0,130

**III.7.4. Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,996 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml.$$

▪ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\text{ELA} \Rightarrow V_u = F_p + Q = 1,583 \text{ Kn.} \Rightarrow \tau_u = V_u / (b \times d) = 0,0197 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow V_u = 1,5 Q = 1,50 \text{ Kn.} \Rightarrow \tau_u = V_u / (b \times d) = 0,0190 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0197 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 0,501 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA6 = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml

▪ **Espacement des barres**

Armatures principale :  $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte  $St=30 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :  $St \leq 30/3 = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte  $St=10 \text{ cm}$

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 0,219 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**III.7.5 Vérification à l'ELS :**

$$d = 0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2,215 \text{ Kn} ; M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0,3 \text{ KN.m}, \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t, \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = 0,165 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0,08 - 0,165 \Rightarrow c = -0,085 \text{ m.}$$

$$c = -0,085 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \Rightarrow q = 0,00172 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c)/b \Rightarrow p = -0,0187 \text{ m}^2$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + c) < h = 10\text{cm.} \Rightarrow y_c = 0,138 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0,054\text{m.}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,00138 \text{ m}^3 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0,0867 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 0,626 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

Schémas de ferrailage de l'acrotère.

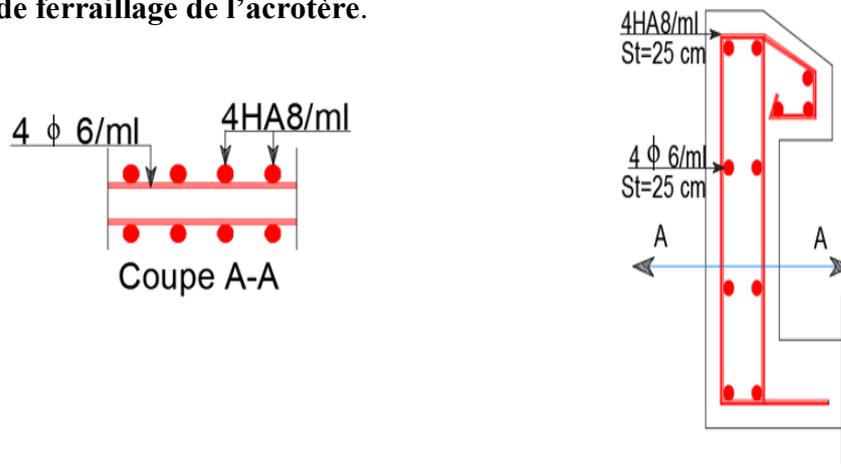


Figure III.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère

## Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente deux types d'escalier. dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. Et nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

# Chapitre IV

## Etude dynamique

**Introduction :**

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

**IV.1. Méthode De Calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

**IV.1.1. Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.2.3)}$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99/2003 (Tableau 4.1)

Il dépend de deux paramètres : \* Groupe d'usage : groupe 2

\* Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0,15$

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99/2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

- $Q$  : Facteur de qualité, ce facteur  $Q$  est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :
  - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La qualité du contrôle de la construction

La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \quad \text{RPA9/2003 (Formule 4.4)}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $Pq$**

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critères observés	Critères non observés	Critères observés	Critères non observés
Condition minimale des files porteuses	<i>oui</i>	0	<i>non</i>	0,05
Redondance en plan	<i>non</i>	0,05	<i>non</i>	0,05
Régularité en plan	<i>non</i>	0,05	<i>non</i>	0,05
Régularité en élévation	<i>non</i>	0,05	<i>non</i>	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0
Contrôle de la qualité de la construction	<i>oui</i>	0	<i>oui</i>	0

Donc  $Q_x = 1,15$  ,  $Q_y = 1,20$

- $W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas :  $\beta = 0,2$  pour les étages à usage d'habitation ou bureau ..... (RPA99/2003 Tableau4.5)

D'après l'ETABS 2016, on trouve :  $W=33966,43Kn$

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_2 = 0,5 \text{ s}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4.3)}$$

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

On prend :  $\xi = (7+10)/2 = 8,5 \%$   $\Rightarrow$  donc  $\eta = 0,81 > 0,7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4-6)}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

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

$$h_n = 26,73 \text{ m}, C_T = 0,05$$

$$T = 0,588 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-7)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22,90 \text{ m}, L_y = 19,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,503 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_y = 0,548 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x, T) = 0,503 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_y = \min(T_y, T) = 0,548 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{Sx} = 1,30 \times 0,503 = 0,654 \text{ s} \Rightarrow T_{dyn}^x = 0,710 < T_{Sx} = 0,654 \text{ s} \Rightarrow D \text{ est calculé avec } T_{statique}$$

$$T_{Sy} = 1,30 \times 0,548 = 0,712 \text{ s} \Rightarrow T_{dyn}^y = 0,710 > T_{Sy} = 0,712 \text{ s} \Rightarrow D \text{ est calculé avec } 1,3 T_{statique}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0,5 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D_x = 2,02 \quad \text{et} \quad D_y = 1,60$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

$$V_{stx} = 0,15 \times 2,02 \times 1,15 \times \frac{1}{5} \times 33966,43 = 2367,12 \text{ Kn} = 236,71 \text{ tonne.}$$

$$V_{sty} = 0,15 \times 1,60 \times 1,20 \times \frac{1}{5} \times 33966,43 = 1956,47 \text{ Kn} = 195,65 \text{ tonne.}$$

**IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

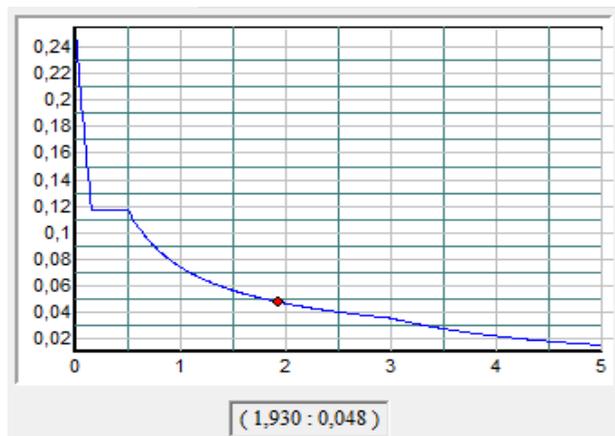
Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4-13)} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0\text{s} \end{cases}$$

Avec - A : coefficient d'accélération de zone.

- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne Sa/g en fonction du temps. Les résultats sont illustrés dans la figure suivante :



**Figure IV.1. Spectre de réponse**

## IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et vu les conditions architecturales, on a retenu la disposition représentée ci-dessous qui à donner un bon comportement dynamique de la structure vis-à-vis dès l'action sismique, et qui a permet aussi de vérifier l'interaction voile-portique exigé par le règlement en vigueur.

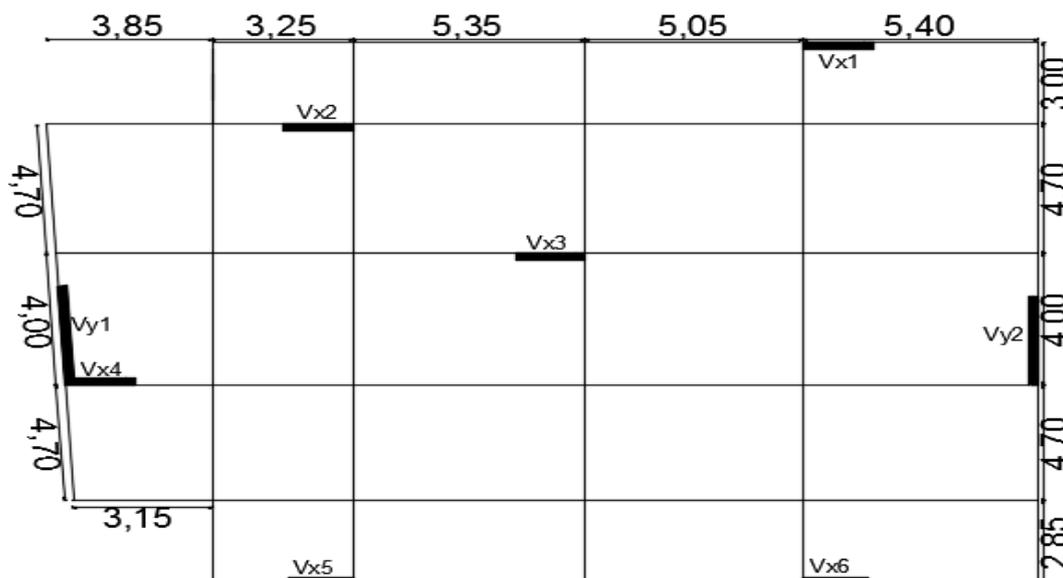


Figure IV.2. Disposition des voiles

## IV.3. Interprétation Des Résultats :

### IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Tableau. IV.2. Période de vibration et taux de participation massique

Step Type	Step Num	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,71	0,0015	0,6952	0,0015	0,6952
Mode	2	0,619	0,6785	0,0013	0,68	0,6966
Mode	3	0,542	1,99E-05	3,95E-05	0,68	0,6966
Mode	4	0,215	0,0019	0,1558	0,682	0,8524
Mode	5	0,195	0,1324	0,0029	0,8143	0,8553
Mode	6	0,166	0,0006	4,96E-05	0,8149	0,8554
Mode	7	0,146	0,0001	0	0,815	0,8554
Mode	8	0,140	0	4,64E-06	0,815	0,8554
Mode	9	0,129	0,002	5,85E-06	0,8171	0,8554
Mode	10	0,129	0,002	0,0001	0,8173	0,8554
Mode	11	0,114	0,0003	0,0578	0,8218	0,9133
Mode	12	0,106	0,0045	0,0059	0,8668	0,9192
Mode	13	0,1	0,045	0,0002	0,8689	0,9193
Mode	14	0,098	0,002	0	0,869	0,9193
Mode	15	0,083	0,0001	0,0001	0,869	0,9194
Mode	16	0,081	2,92E-05	8,13E-07	0,869	0,9194
Mode	17	0,071	6,62E-06	0,0299	0,8735	0,9493
Mode	18	0,066	0,0044	0,0047	0,9014	0,954

#### ❖ Analyse des résultats :

On remarque que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon (XX), et le deuxième selon (YY). La participation massique est atteinte les 90 % au dis huitième mode dans le sens (XX) et au onzième mode dans le sens (YY).

### IV.3.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

#### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{Portique}}}{\sum F_{\text{Portique}} + \sum F_{\text{Voile}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{Voile}}}{\sum F_{\text{Portique}} + \sum F_{\text{Voile}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau.IV.3.** Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveau	Charge reprise		Pourcentage reprise	
	Portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
6 <sup>ème</sup> étage	2796,26	547,10	83,64	16,36
5 <sup>ème</sup> étage	5715,13	1319,90	81,24	18,76
4 <sup>ème</sup> étage	8902,24	2204,31	80,15	19,85
3 <sup>ème</sup> étage	12253,37	2997,69	80,34	19,66
2 <sup>ème</sup> étage	15733,58	3808,18	80,51	19,49
1 <sup>ère</sup> étage	19523,88	4437,73	81,48	18,52
RDC	23258,59	5119,96	81,96	18,04
Entre sol 1	27332,36	5544,45	83,14	16,86
Entre sol 2	29295,55	5888,84	83,26	16,74

#### b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{Portique}}}{\sum F_{\text{Portique}} + \sum F_{\text{Voile}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{Voile}}}{\sum F_{\text{Portique}} + \sum F_{\text{Voile}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau.IV.4.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (Kn)	Voiles (Kn)	Portiques (%)	Voiles (%)	Portiques (Kn)	Voiles (Kn)	Portiques (%)	Voiles (%)
Entre sol 2	190,25	191,97	49,77	50,23	650,87	1048,28	38,31	61,69
Entre sol 1	844,48	847,50	49,91	50,09	727,36	945,86	43,47	56,53
RDC	773,63	758,38	50,50	49,50	716,79	862,36	45,39	54,61
1 <sup>er</sup> étage	871,04	538,12	61,81	38,19	803,08	651,04	55,23	44,77
2 <sup>ème</sup> étage	703,54	556,51	55,83	44,17	663,86	631,68	51,24	48,76
3 <sup>ème</sup> étage	713,07	376,29	65,46	34,54	683,67	427,89	61,51	38,49
4 <sup>ème</sup> étage	520,29	353,73	59,53	40,47	515,57	378,56	57,66	42,34
5 <sup>ème</sup> étage	465,14	161,98	74,17	25,83	427,47	228,31	65,18	34,82
6 <sup>ème</sup> étage	265,26	67,85	79,63	20,37	260,70	49,87	83,94	16,06

- ♦ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

### IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ , nous avons :

**Tableau. IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base**

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,80.V_{st}$	Observation
Suivant x-x	1895,09	1893,70	vérifiée
Suivant y-y	1710,31	1565,18	vérifiée

**VI.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots RPA99/version2003 (Article 4.4.3)$$

$\delta_k$ : Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$ : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d.  $\Delta_k < 1\% \times h_e$

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

**Tableau. IV.6. Vérification des déplacements de la structure**

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k \times 10^{-3}$ (m)	$\delta_{k-1} \times 10^{-3}$ (m)	$\Delta_k \times 10^{-3}$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ % $\times 10^{-3}$	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k \times 10^{-3}$ (m)	$\delta_{k-1} \times 10^{-3}$ (m)	$\Delta_k \times 10^{-3}$ (m)	$\Delta_k/h_k$ % $\times 10^{-3}$
Entre sol 2	0,00068	3,4	0	3,4	2,97	1,14	0,00064	3,2	0	3,2	1,08
Entre sol 1	0,00173	8,65	3,4	5,25	2,97	1,77	0,00193	9,65	3,2	6,45	2,17
RDC	0,00324	16,2	8,65	7,55	2,97	2,54	0,00361	18,05	9,65	8,4	2,83
1 <sup>er</sup> étage	0,00488	24,4	16,2	8,20	2,97	2,76	0,00550	27,5	18,05	9,45	3,18
2 <sup>ème</sup> étage	0,00657	32,85	24,4	8,45	2,97	2,84	0,00749	37,45	27,5	9,95	3,35
3 <sup>ème</sup> étage	0,00809	40,45	32,85	7,6	2,97	2,56	0,00942	47,10	37,45	9,65	3,25
4 <sup>ème</sup> étage	0,00962	48,10	40,45	7,65	2,97	2,58	0,01128	56,40	47,10	9,3	3,13
5 <sup>ème</sup> étage	0,01095	54,75	48,10	6,65	2,97	2,22	0,01306	65,30	56,40	8,90	3,00
6 <sup>ème</sup> étage	0,01218	60,90	54,75	6,15	2,97	2,07	0,01541	77,05	65,30	11,75	3,96

- ♦ **Analyse des résultats** : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs Entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

**VI.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet **P-Δ** (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que } \dots \dots \dots RPA99/2003(\text{Article 5.9})$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

avec :  $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \dots \dots RPA99/2003(\text{Article 5.9})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».  $V_k = \sum_{i=1}^n f_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : la hauteur d'étage « k »

- ✓ Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $1/(1 - \theta)$ .
- ✓ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau. IV.7. Vérification à l'effet P-A**

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (Kn)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k \times 10^{-3}$ (m)	$V_k$ (Kn)	$\theta_k$	$\Delta_k \times 10^{-3}$ (m)	$V_k$ (Kn)	$\theta_k$
Entre sol 2	2,97	33966,43	3,40	1782,61	0,0218	3,20	1710,70	0,0214
Entre sol 1	2,97	29397,90	5,25	1758,09	0,0235	6,45	1664,55	0,0384
RDC	2,97	25357,96	7,55	1688,92	0,0382	8,40	1586,08	0,0452
1 <sup>er</sup> étage	2,97	21396,14	8,20	1574,38	0,0375	9,45	1468,08	0,0464
2 <sup>ème</sup> étage	2,97	17433,79	8,45	1411,48	0,0351	9,95	1315,98	0,0444
3 <sup>ème</sup> étage	2,97	13589,61	7,60	1205,63	0,0288	9,65	1127,53	0,0392
4 <sup>ème</sup> étage	2,97	9852,33	7,65	960,34	0,0264	9,30	906,75	0,0340
5 <sup>ème</sup> étage	2,97	6208,75	6,65	672,70	0,0207	8,90	645,72	0,0288
6 <sup>ème</sup> étage	2,97	2895,18	6,15	379,66	0,0158	11,75	372,62	0,0307

▪ **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition  $\theta \leq 0,1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés.

### VI.3.6. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,30 \Rightarrow N_d < 0,3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec : -  $N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

-  $B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

-  $f_{c_j}$  : Est la résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveaux	Type de poteau	$B$ (m <sup>2</sup> )	$N$ (Kn)	$f_{c28}$ (MPa)	$v$	Observation
Entre sol 2	60×55	0,33	1823,70	25	0,221	vérifiée
Entre sol 1	60×55	0,33	1471,77	25	0,178	vérifiée
RDC	55×50	0,275	1247,00	25	0,181	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	55×50	0,275	1057,71	25	0,154	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	50×45	0,225	871,01	25	0,155	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	50×45	0,225	691,67	25	0,123	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	45×40	0,18	516,10	25	0,115	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	45×40	0,18	363,99	25	0,081	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	40×35	0,14	199,79	25	0,057	vérifiée

♦ **Analyse des résultats :** On remarque que  $v$  le rapport ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

### Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction les autres conditions du RPA99/2003 se retrouvent vérifiées d'elles même.

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

- ♦ Sous-sol + entre sol 1 et 2 : (b×h) = (60×55) cm<sup>2</sup>.
- ♦ RDC + 1<sup>ère</sup> étages : (b×h) = (55×50) cm<sup>2</sup>.
- ♦ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages : (b×h) = (50×45) cm<sup>2</sup>.
- ♦ 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : (b×h) = (45×40) cm<sup>2</sup>.
- ♦ 6<sup>ème</sup> étages : (b×h) = (40×35) cm<sup>2</sup>.

# Chapitre V

## Calcul des éléments structuraux

## Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.  
L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### V.1. Études des poteaux

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

- ◆ 1,35G+1,5Q
- ◆ G+Q
- ◆ G+Q±E
- ◆ 0.8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{max} \Rightarrow N_{corespondant}$  (A<sub>1</sub>)
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{max} \Rightarrow M_{corespondant}$  (A<sub>2</sub>)
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \Rightarrow M_{corespondant}$  (A<sub>3</sub>)

#### V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

##### a) Armatures longitudinales

- ◆ Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- 2. Leur pourcentage minimal  $A_{min} = 0,8 \%$  de la section du béton en zone II.
- 3. Leur pourcentage maximal :
  - ◆  $A_{max} = 4 \%$  De la section du béton en zone courante.
  - ◆  $A_{max} = 6 \%$  De la section du béton en zone de recouvrement.
- 4.  $\phi_{min} > 12 \text{ mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- 5. La longueur minimal de recouvrement est de  $40 \phi_l$  en zone II.
- 6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II
- 7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$(b_1 \times h_1)$  Section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

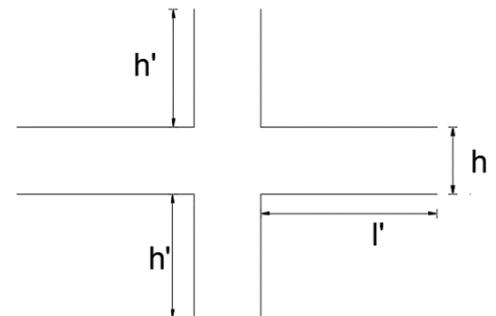


Figure V.1. Zone nodale

#### ➤ Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA**

Niveaux	Section du poteau	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol + entre sol 1 et 2	60×55	26,40	132	198
RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	55×50	22,00	110	165
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	50×45	18,00	90	135
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	45×40	14,40	72	108
6 <sup>ème</sup> étages	40×35	11,20	56	84

### b) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec : -  $V_u$  : Effort tranchant de calcul (max dans le poteau).

- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10 \phi, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_1$

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0,3 \%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{ou } 0,3 \%(t \times h_1)$$

$$- A_t^{\min} = 0,8 \%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 \quad \text{ou } 0,8 \%(t \times h_1)$$

si  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \text{est l'élanement géométrie du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10φ minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants
- (φ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

### V.1.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel étabs2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique

**Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{core}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$	
	N (Kn)	M (Kn.m)	M (Kn.m)	N (Kn)	N (Kn)	M (Kn.m)
Sous-sol + entre sol 1 et 2	-2119,61	-6,79	110,94	-198,41	656,21	-12,05
RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	-1587,28	15,47	102,94	-939,86	180,74	61,69
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	-1117,70	17,69	79,71	-466,64	69,15	33,44
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	-681,66	-34,70	70,86	-287,81	15,82	28,98
6 <sup>ème</sup> étages	-263,92	31,26	-56,28	-95,28	7,62	-21,24

**V .1.3. Calcul du ferrailage :**

**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul (poteau 60×55) :**

$b=55\text{ cm}, \quad h=60\text{ cm}$   
 $d=55\text{ cm}, \quad d_0=5\text{ cm}$   
 $f_{c28} = 25\text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2\text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation durable}$   
 Acier Fe E400  $f_{bu} = 18,47\text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation accidentelle}$

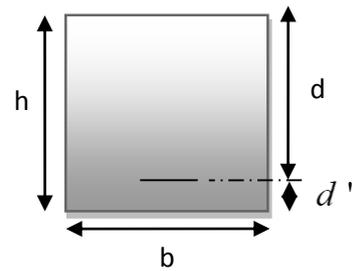


Figure V.2. Section du poteau

**a) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  (ELU) :**

$N_{max} = 2119,61\text{ Kn}$        $M_{cor} = 6,79\text{ Kn.m}$

$e_G = M/N = 0,0032\text{ m} \Rightarrow e_G = 0,0032 < h/2 = 0,60/2 = 0,3\text{ m}$

$\Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - MA \geq (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 6,79 + 2119,61 \times (0,55 - 0,6/2) = 536,70\text{ Kn.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2119,61 \times 10^{-3} \times (0,55 - 0,05) - 536,70 \times 10^{-3} \geq (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,05) \times 0,60 \times 0,55 \times 14,2$$

$$0,523 < 0,758 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

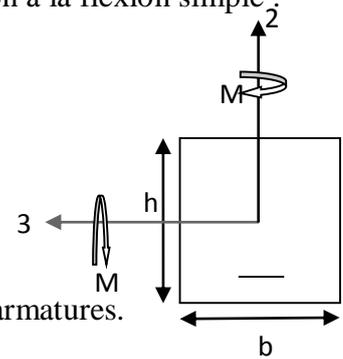
Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,227 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,227 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = 6,5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,326, \quad Z = 0,478\text{ m} \Rightarrow A_l = 32,26\text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = -28,64\text{ cm}^2$$

Donc  $A = 0$  Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant



**b) Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  (ELA) :**

$M = 110,00\text{ Kn.m}$  ,  $N = 198,41\text{ Kn} \Rightarrow e_G = 0,554\text{ m}$ .

$e_G > h/2 \Rightarrow$  Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures.

$$N(d - d_0) - MA \geq (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$(I) \Rightarrow -0,060 < 0,986 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 159,60\text{ Kn.m}, \mu_{bu} = 0,051 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,051 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,065, \quad Z = 0,535\text{ m} \Rightarrow A_l = 7,46\text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 2,50\text{ cm}^2$$

Donc  $A = 0$  Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

**c) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  (ELA) :**

$M = 12,05\text{ Kn.m}$  ,  $N = 656,21\text{ Kn}$

$e_G < h/2$  . Donc le centre de pression se trouve à l'intérieure de la section des armatures.

$$N(d - d_0) - MA \geq (0,337 h - 0,81 d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$(I) \Rightarrow 0,021 < 0,986 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 176,10\text{ Kn.m}, \mu_{bu} = 0,057 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,057 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,073, \quad Z = 0,533\text{ m} \Rightarrow A_l = 8,26\text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 24,67\text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3. Ferrailage des poteaux**

Niveau	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures
Sous-sol + entre sol 1 et 2	60×55	24,67	26,40	28,40	8HA16+8HA14
RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	55×50	9,75	22,00	24,13	12HA16
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	50×45	4,68	18,00	18,47	12HA14
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	45×40	2,41	14,40	15,21	4HA14+8HA12
6 <sup>ème</sup> étages	40×35	1,82	11,20	13,57	12HA12

**d) Résultats de ferrailage des armatures transversales :****Un exemple illustratif :**

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,38}{0,55} = 4,32 \Rightarrow \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$L_r = 40 \phi_l = 64 \text{ cm}$$

$$\spadesuit \text{ Les armatures transversales des poteaux : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,15886 \times 0,15}{0,60 \times 400} = 3,72 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux**

Niveau	Sous-sol	Entre sol 1 et 2	RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	6 <sup>ème</sup> étages
B	60×55	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
$\Phi_{l_{max}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2
$\Phi_{l_{min}}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$l_0$ (cm)	340	297	297	297	297	297
$l_f$ (cm)	238	207,9	207,9	207,9	207,9	207,9
$\lambda_g$	4,32	3,78	4,16	4,62	5,19	5,94
$\rho_a$	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
$V_u$ (Kn)	158,86	158,86	171,72	154,60	114,74	82,89
$l_r$ (cm)	64	64	64	56	56	48
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	3,72	3,72	4,39	4,34	2,39	1,94
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) zone nodale	2,82	3,66	2,81	2,00	1,35	1,20
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante	4,23	5,49	4,21	3,00	2,03	1,80
$A_t^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	6,28	6,28	4,71	3,02	3,02	2,04
Nombre de barres	8HA10	8HA10	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/version 2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_l \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}). \text{ Ce qui est vérifiée dans notre cas.}$$

**V.1.4. Vérifications****➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Le détail de calcul voire le chapitre 2

**Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux**

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> <sup>*</sup> (Mn)	N <sub>u</sub> <sup>max</sup> (Mn)	Obs
Sous-sol	60×55	3,40	2,38	13,74	0,825	28,40	0,3074	5,509	2,218	Vérifiée
entre sol 1et2	60×55	2,97	2,079	17,15	0,811	28,40	0,3074	5,416	2,218	Vérifiée
RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	55×50	2,97	2,079	18,71	0,804	24,13	0,2544	4,461	1,550	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	50×45	2,97	2,079	20,58	0,795	18,47	0,2064	3,550	1,093	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	45×40	2,97	2,079	22,86	0,783	15,21	0,1634	2,784	0,676	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étages	40×35	2,97	2,079	25,72	0,767	13,57	0,1254	2,143	0,265	Vérifiée

On remarque bien que N<sub>max</sub> < N<sub>u</sub><sup>\*</sup> pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

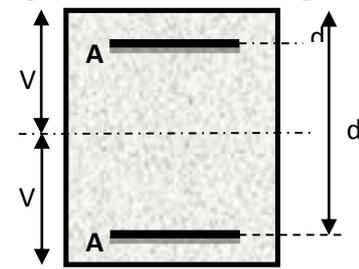
$$\sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}}$$

.....béton fibre supérieure.

$$\sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}}$$

.....béton fibre inférieure.

S = b×h+ 15 (A+A') (section homogène).



**Figure V.3. Section du poteau**

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 \quad \text{et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

**Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton**

Niveau	S-sol + entre sol 1 et 2	RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages					
B (cm <sup>2</sup> )	60×55	55×50	50×45	45×40	Section Entièrement Comprimée				
d (cm)	55	50	45	40					
A (cm <sup>2</sup> )	28,40	24,13	18,47	15,21					
V (cm)	32,86	30,12	27,19	24,47					
V' (cm)	27,14	24,88	22,81	20,53					
I <sub>yy'</sub> (m <sup>-4</sup> )	0,0122	0,0086	0,0056	0,0036					
N <sup>ser</sup> (Kn)	1539,49	1154,12	812,58	495,85					
M <sup>ser</sup> (Kn)	43,09	38,00	38,79	38,58					
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (Kn.m)	87,12	68,24	56,59	48,35					
σ <sub>bc 1</sub> (MPa)	5,83	5,56	5,49	5,38					
σ <sub>bc 2</sub> (MPa)	3,50	2,84	1,73	0,13					
σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15					
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée					
Pour le poteau de 6 <sup>ème</sup> étage (section partiellement comprimée)									
B (cm <sup>2</sup> )	N <sup>ser</sup> (Kn)	M <sup>ser</sup> (Kn)	c=c <sub>G</sub> + $\frac{h}{2}$	y <sub>c</sub>	y=y <sub>c</sub> +c	μ <sub>t</sub>	σ <sub>bc 1</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
40×35	191,90	40,78	0,013	0,229	0,242	0,0081	5,73	15	vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon le **RPA99/version 2003(Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>u</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_u = V_u / (b \times d) \leq \bar{\tau}_u$$

**Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux**

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (Kn)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
Sous – sol	60×55	2,38	4,32	0,04	55	158,86	0,525	1	Vérifiée
Entre sol 1 et 2	60×55	2,079	3,78	0,04	55	158,86	0,525	1	Vérifiée
RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	55×50	2,079	4,16	0,04	50	171,72	0,687	1	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	50×45	2,079	4,62	0,04	45	154,60	0,763	1	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	45×40	2,079	5,19	0,075	40	114,74	0,717	1,87	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étages	40×35	2,079	5,94	0,075	35	82,89	0,677	1,87	Vérifiée

**V.1.5. Disposition constructive des poteaux**

- **Longueur des crochets :** L = 10 × φ<sub>l</sub> = 12 cm.
- **Longueur de recouvrement :** l<sub>r</sub> ≥ 40 × φ

φ = 16 mm ⇒ l<sub>r</sub> = 64 cm on adopte l<sub>r</sub> = 65 cm  
 φ = 14 mm ⇒ l<sub>r</sub> = 56 cm on adopte l<sub>r</sub> = 60 cm  
 φ = 12 mm ⇒ l<sub>r</sub> = 48 cm on adopte l<sub>r</sub> = 50 cm

▪ **Détermination de la zone nodale**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

Avec :

h' = max (h<sub>e</sub>/6 ; h<sub>1</sub> ; b<sub>1</sub> ; 60 cm)

l' = 2h

h<sub>e</sub> : Hauteur de chaque niveau.

▪ **S-Sol + Entre sol 1 et 2**

l' = 2 × 45 = 90 cm

h' = max (56,66 ; 60 ; 55 ; 60) = 60 cm

▪ **RDC + 1<sup>ère</sup> étages**

l' = 90 cm

h' = 60 cm

▪ **2<sup>ème</sup> + 3<sup>ème</sup> étages**

l' = 90 cm

h' = 60 cm

▪ **4<sup>ème</sup> + 5<sup>ème</sup> étages**

l' = 90 cm

h' = 60 cm

▪ **6<sup>ème</sup> étages**

l' = 90 cm

h' = 60 cm

▪ **Schéma de ferrailage des poteaux :**

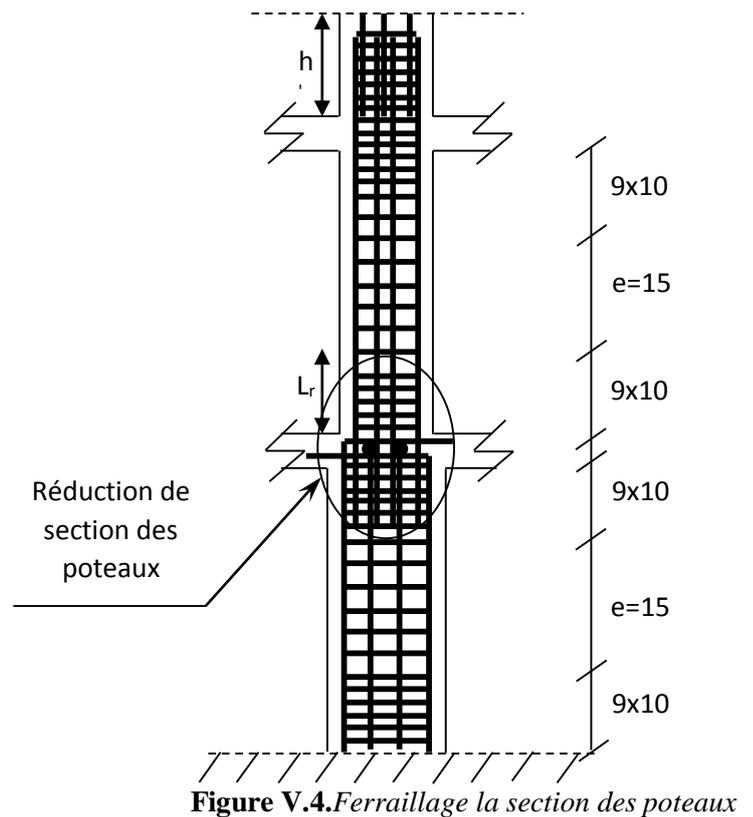
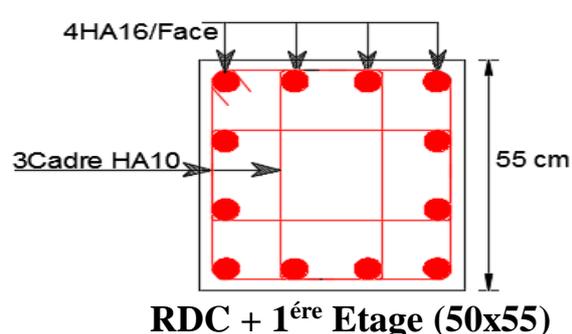
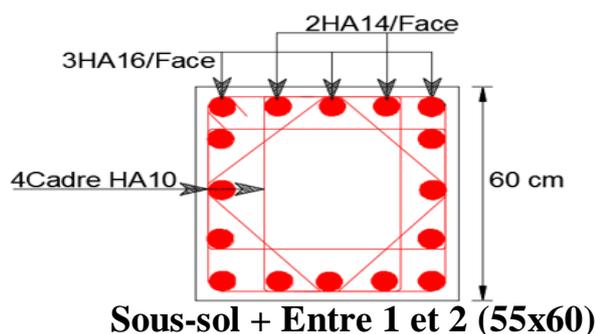


Figure V.4. Ferrailage la section des poteaux

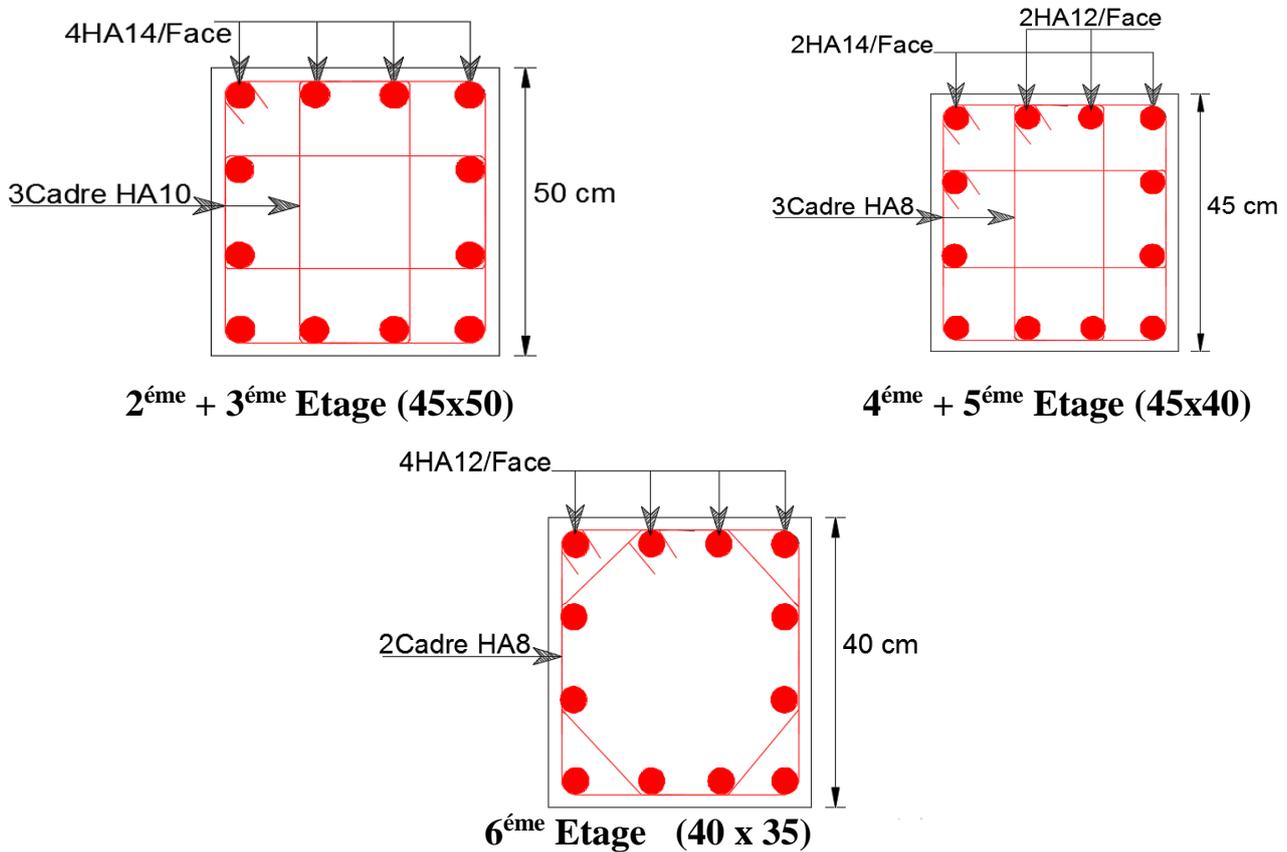


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

## V.2. Étude des poutres :

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖  $1.35G+1.5Q$
- ❖  $G+Q$
- ❖  $G+Q\pm E$
- ❖  $0.8G\pm E$

### V.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003 :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0,5\% b \times h$  en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets  $90^\circ$ .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

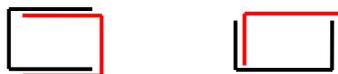


Figure V.6. 2U Superposés (avec alternance dans l'orientation).

**b) Les armatures transversales**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  
 $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
  - ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :  
 En zone nodal  $S_t \leq \min ( h/4 ; 12\phi_l )$   
 En dehors de la zone nodale,  $S_t \leq h/2$
- Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
  - ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

**V.2.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/2003**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA

Type de poutres	Section de la poutre	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	30×40	6,00	48	72
Secondaire	30×35	5,25	42	63

**V.2.3. Ferrailage des poutres**

➤ **Armatures longitudinales**

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel ETABS 2016, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

➤ **Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (Kn.m)	V (Kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Terrasse Inaccessible	P-P	30×40	Appuis	-82,80		6,75		6,79	6HA12
			Travée	46,61	86,68	3,67	6,00	3,39	3HA12
	P-S	30×35	Appuis	-59,94		5,61		5,65	5HA12
			Travée	31,89	59,38	2,88	5,25	3,39	3HA12
Etagé Courant	P-P	30×40	Appuis	-97,31		7,98		8,01	3HA14+3HA12
			Travée	54,23	90,55	4,30	6,00	3,39	3HA12
	P-S	30×35	Appuis	-77,62		7,44		8,01	3HA14+3HA12
			Travée	34,87	65,62	3,16	5,25	3,39	3HA12

Etage Service	P-P	30×40	Appuis	-86,12	7,04	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	46,50	88,28	3,66	6,00
	P-S	30×35	Appuis	-67,66	6,39	6,79	6HA12
			Travée	66,93	66,93	6,32	5,25

**V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

**1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

➤ **Poutres principales :**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

➤ **Poutres secondaires :**

En zone courante :  $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

**2. Les longueurs de recouvrement :**

$L_r \geq 40 \times \phi_l$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 14 \text{ mm}$   $L_r > 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$   $L_r > 40 \times 12 = 480 \text{ mm}$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

**V.2.5. Les armatures transversales :**

Soit  $\phi$  diamètre des armatures transversales donnée par :

**3. Les poutres principales :  $\phi \leq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \text{soit } \phi = 8 \text{ mm}$**

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 1 \text{ cadre HA } 8 + 1 \text{ Etrier HA } = 2,01 \text{ cm}^2$

**4. Les poutres secondaires :  $\phi \leq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \text{soit } \phi = 8 \text{ mm}$**

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 1 \text{ cadre HA } 8 + 1 \text{ Etrier HA } = 2,01 \text{ cm}^2$

**Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

✓ Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l^{min}\right)$

◆ Poutres principales Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

◆ Poutres secondaires : Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante :  $S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right)$

◆ Poutres principales Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

◆ Poutres secondaires Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Vérification des sections d'armatures transversales :**

$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée pour les poutres principales

$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée pour les poutres secondaires

**V.2.6. Vérification à l'ELU :**

**a).Condition de non fragilité : BAEL 91(Art F.IV.2)**

Poutres principales  $\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires  $\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,20 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**b).Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa) = 3,33 \text{ MPa (FPN)}$$

**Tableau V.10. Vérification de l'effort tranchant**

Poutre	$V_u$ (Kn)	$\tau_u$ (Kn)	$\bar{\tau}_u$ (Kn)	Observation
Principale	90,55	0,79	3,33	Vérifiée
Secondaire	66,93	0,67	3,33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d})$

**Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutre	$A_l$ (cm <sup>2</sup> ) Appuis	$V_u$ (Kn)	$M_a$ (Kn.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	8,01	90,55	99,42	2,60	-5,75	Vérifiée
Secondaire	6,79	66,93	77,62	1,92	-5,58	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

◆ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

◆ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

Calcul de  $y$  :  $\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2$ .

**Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS**

Poutres	Élément	$M_{ser}$ (Kn.m)	$Y$ (m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Appuis	-86,64	0,14	10,01	12,13	15	Vérifiée
	Travées	54,23	0,098	4,98	10,67	15	Vérifiée
Secondaires	Appuis	-73,29	0,13	6,99	13,63	15	Vérifiée
	Travées	31,51	0,098	4,98	6,20	15	Vérifiée

◆ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

**Tableau V.13.** Vérification de la flèche pour les poutres

Type	ht (cm)	b (cm)	L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	ht/L	M <sub>t</sub> /(10.M <sub>0</sub> )	As/(b <sub>0</sub> .d)	4,2/fe	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
P-P	40	30	5,40	8,83	0,074	0,041	0,0077	0,0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
P-S	35	30	4,70	6,79	0,074	0,033	0,0068	0,0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

♦ **Vérification des zones nodales :**

RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige de vérifier la relation suivant :  $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$

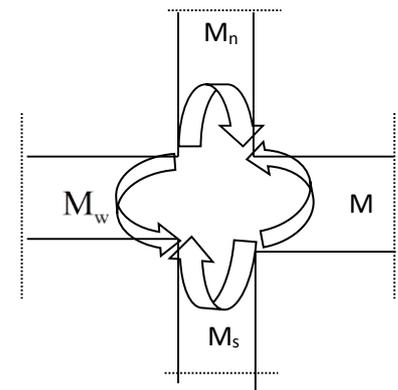
Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M<sub>s</sub> : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M<sub>n</sub> : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M<sub>w</sub> : Moment résistant gauche de la poutre.

M<sub>e</sub> : Moment résistant droite de la poutre.



**Figure.V.7.** les moment dans la zone nodale

♦ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M<sub>R</sub>) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : z = 0,85 h (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau V.14.** Moment résistant dans les poteaux

Section (cm <sup>2</sup> )	z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (Kn.m)
60×55	51	9,11	186,59
55×50	46,75	8,04	130,80
50×45	42,5	6,16	91,11
45×40	38,25	5,34	71,21
40×35	34	4,52	53,48

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15.** Moment résistant dans les poutres

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (Kn.m)
Terrasse	P.P. (30×40)	34	6,79	80,34
Inaccessible	P.S. (30×35)	29,75	5,65	58,49
Etage	P.P. (30×40)	34	8,01	94,77
Courant	P.S. (30×35)	29,75	8,01	82,93
Etage	P.P. (30×40)	34	8,01	94,77
Service	P.S. (30×35)	29,75	6,79	70,30

♦ **Vérification**

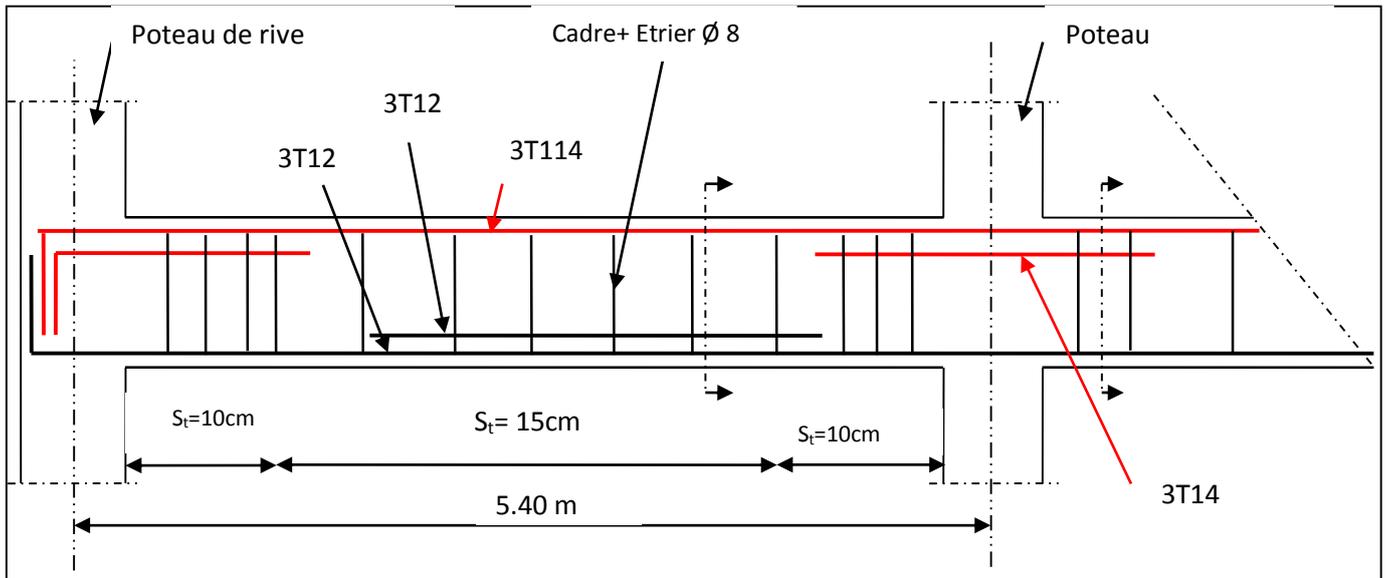
Les résultats des vérifications de la condition :  $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$

**Tableau V.16. Vérification de la zone nodale**

Niveau	Plan	$M_n$ (Kn.m)	$M_s$ (Kn.m)	$M_w=M_e$ (Kn.m)	$M_n+M_s$ (Kn.m)	$1,25(M_w+ M_e)$ (Kn.m)	Obs
Etage	P.P.	130,80	130,80	94,77	261,60	236,93	vérifiée
Courant	P.S.			82,93		207,33	vérifiée
Etage	P.P.	186,59	186,59	94,77	373,18	236,93	vérifiée
Service	P.S.			70,30		175,75	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

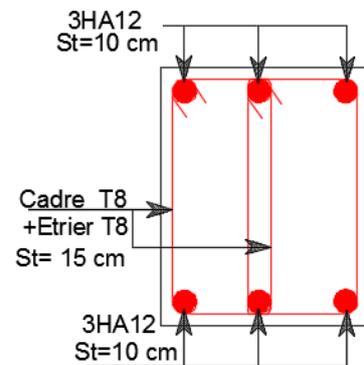
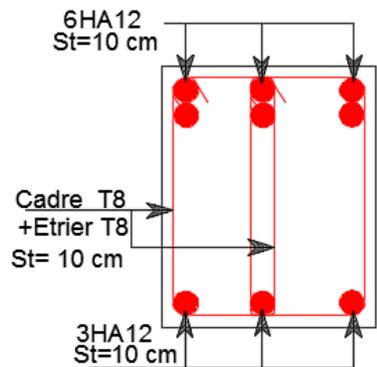
**V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :**



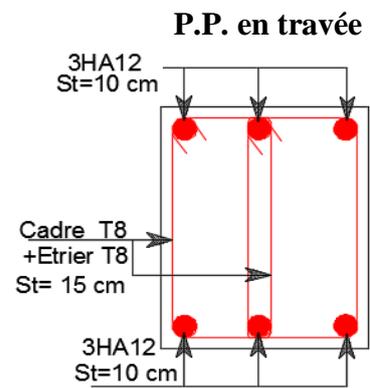
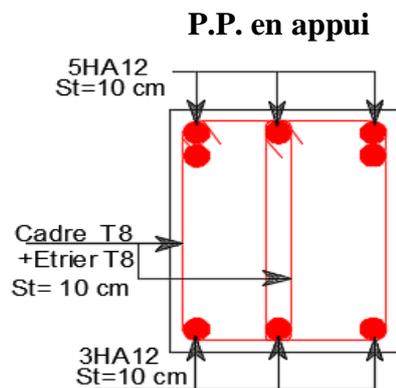
**Figure V.8. Dispositif constructif de la poutre principale (étage courant)**

**Schéma de ferrailage des poutres**

**Terrasse Inaccessible**



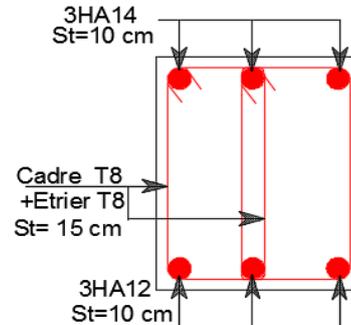
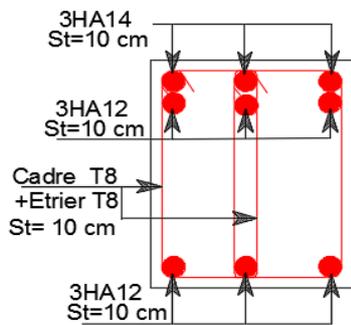
**Terrasse Inaccessible**



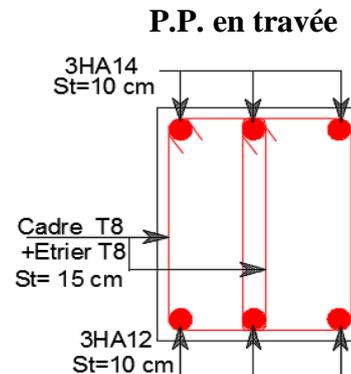
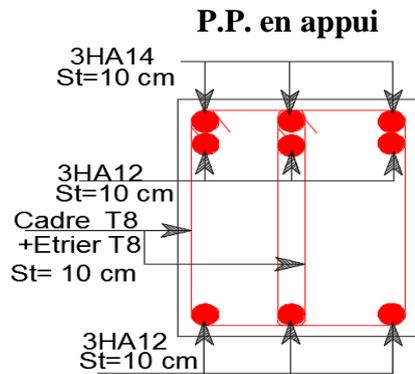
**P.S. en appui**

**P.S. en travée**

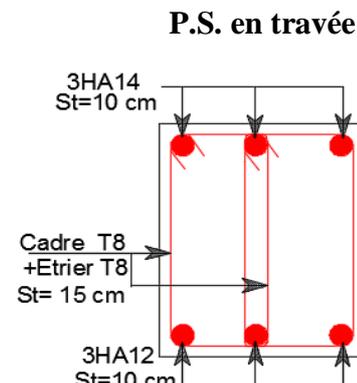
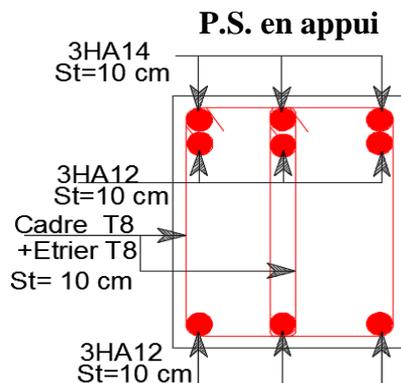
**Etage  
Courant**



**Etage  
Courant**



**Etage  
Service**



**Etage  
Service**

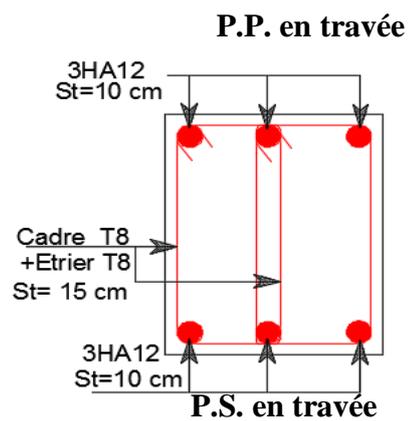
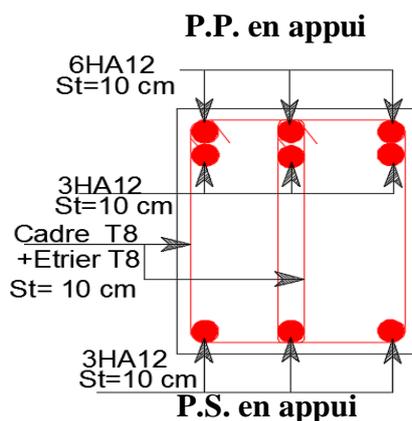


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres

**V.3. Etude des voiles**

Un voile est sollicité en flexion composée avec (M, N et T), d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.

- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ 0,8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

### V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

#### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤  $A_{\min}=0,2\% \times L_t \times e$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

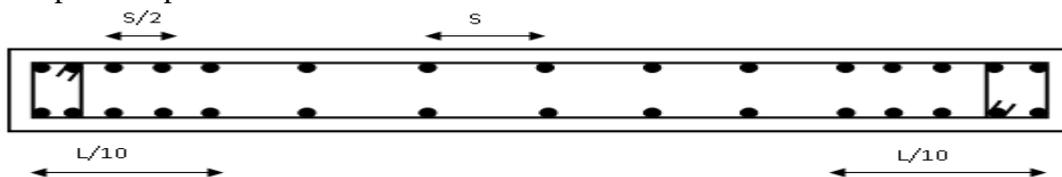


Figure.V.10. Disposition des armatures dans les voiles.

#### b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $10 \phi$ .

#### c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

#### d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ}=1,1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V=1,4 V_u$$

#### e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓  $A_{\min} = 0,15 \% \times b \times h \Rightarrow$  Dans la zone extrême de voile.

✓  $A_{\min} = 0,10 \% \times b \times h \Rightarrow$  Dans la zone courante de voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{20}$  de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement  $S_t = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40φ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et Possible

20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

**V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles**

**Sens x-x'** : Sollicitations max de calcul dans les voiles  $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{x5},$  et  $V_{x6}$

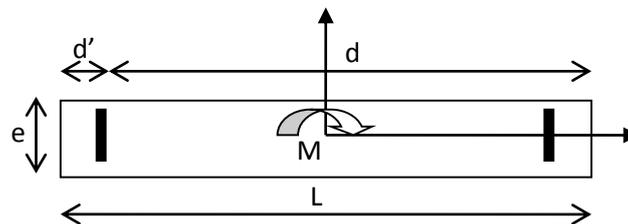
**Tableau. V.17.** Sollicitations max de calcul dans les voiles  $V_{x4} = 1,4m$  dans tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		$V_d$ (Kn)
	N (Kn)	M (Kn.m)	M (Kn.m)	N (Kn)	N (Kn)	M (Kn.m)	
S-sol+Entre sol 1 et 2	-898,96	104,52	127,94	408,90	806,15	139,06	100,00
1 <sup>ère</sup> + 2 <sup>ème</sup> étages	-575,44	302,07	302,07	575,44	593,14	126,39	76,85
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	-481,24	47,18	47,18	477,38	461,34	119,14	67,50
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	-371,64	41,02	134,76	371,64	322,56	105,35	61,54
6 <sup>ème</sup> étages	-132,09	16,81	48,45	133,02	184,10	67,51	48,79

**V.3.4. Ferrailage des voiles**

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS2016 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes. et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$



**Figure.V.11.** Disposition des armatures dans les voiles.

On va exposer un seul exemple de calcul  $V_{x4}$ .

**A). Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

**a). Armatures verticales :**

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.

$L = 1,40 m, d = 1,35m, e = 0,20m$

$N_{max} = - 896,96 Kn, M_{cor} = 104,52 Kn.m. (Combinaison ELU)$

$e_G = M/N = 0,116 m \Rightarrow e_G = 0,116 < l/2 = 0,7 m$

$\Rightarrow$  (le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures).

Il faut vérifier la condition suivante :  $N_u (d - d') - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 104,52 + 896,96 \times (1,35 - 1,40/2) = 687,54 Kn.m$

$0,478 < 1,71 \dots\dots\dots$  non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,102 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,102 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,134, \quad Z = 1,28 \text{ m} \Rightarrow A_l = 1,756 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = - 8,99 \text{ cm}^2$$

Donc A = 0 Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M_{max} = 127,94 \text{ Kn.m} \rightarrow N_{cor} = 757,68 \text{ Kn. (Combinaison ELA)}$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 0,84 \text{ m} > (h/2) = 0,70 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 620,43 \text{ Kn.m}$$

$$(I) \quad 0,365 < 1,71 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,119 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,119 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,158, \quad Z = 1,26 \text{ m} \Rightarrow A_l = 14,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = - 4,79 \text{ cm}^2$$

**C). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N_{min} = 806,15 \text{ Kn} \rightarrow M_{cor} = 139,06 \text{ Kn.m. (Combinaison ELA)}$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 0,172 \text{ m} > (h/2) = 0,70 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

$$\text{Il faut vérifier la condition suivante : } N_u (d - d') - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 663,05 \text{ Kn.m}$$

$$(I) \quad 0,384 < 2,23 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,098 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,098 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,129, \quad Z = 1,28 \text{ m} \Rightarrow A_l = 12,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 34,35 \text{ cm}^2$$

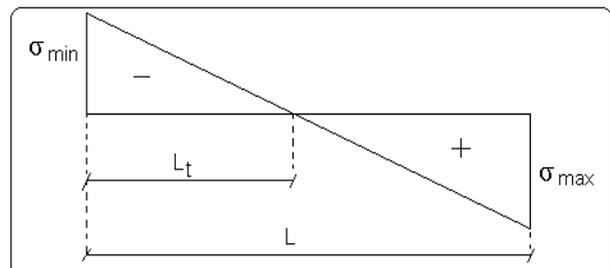
**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = -0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -5,03 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1,20 \text{ m}$$



**b). Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 100 \text{ Kn}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4v_u}{e \times d} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h=20 \text{ cm} \Rightarrow A_h=0,65 \text{ cm}^2$$

donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1}$  (RDC)

$$A_v=34,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ soit : } A_H \geq 0,65 \text{ cm}^2$$

♦ **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)}=0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 120 = 4,8 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/2003).}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})}=0,23 \times d \times e \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 135 \times 20 \times 2,1/400 = 3,26 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL91/99).}$$

$$A_{\min(\text{ZC})}=0,1\% \times e \times (L-2 L_t) = 0 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/2003).}$$

$$A_{\min(\text{ZG})}=0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 140 = 4,20 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/2003).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)}=34,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ On opte pour : } 16\text{HA}16+2\text{HA}12=34,42 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de ferrillages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

$A_v^{cal}$  / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_v^{adap}$  / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

$A_{V\min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/plan : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

$S_t$  : Espacement.

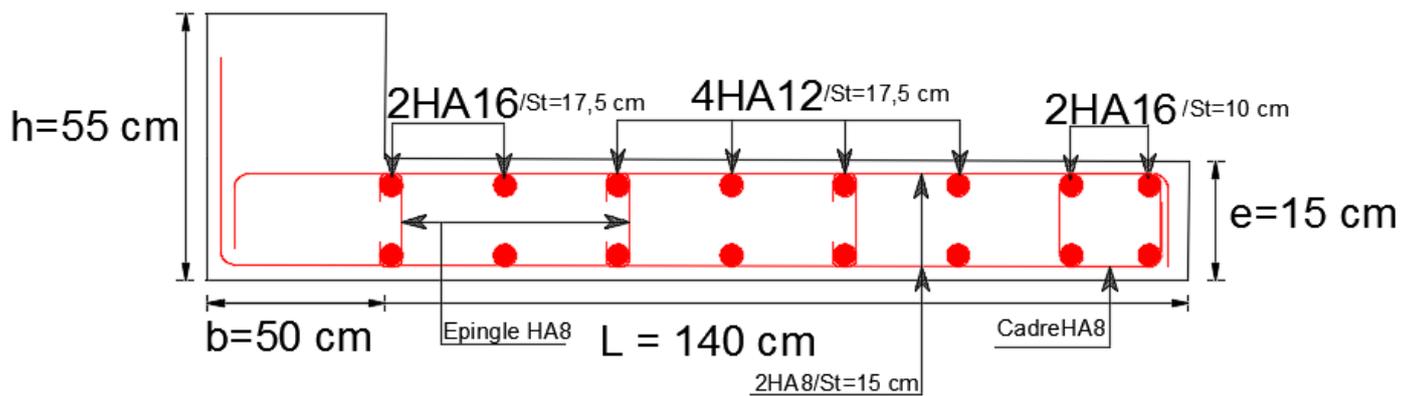
$A_H^{\min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

**Tableau V.18.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	Entre sol 1 et 2	RDC + 1 <sup>ère</sup> étages	2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	6 <sup>ème</sup> étages
<i>B</i>	20×140	15×140	15×140	15×140	15×140	15×140
<i>M (Kn.m)</i>	139,06	139,06	126,39	119,14	105,35	67,51
<i>N (Kn)</i>	806,15	806,15	593,14	461,34	322,56	184,10
<i>Section</i>	SET	SET	SET	SPC	SPC	SPC
<i>Lt (m)</i>	1,20	1,22	1,35	1,32	1,20	1,14
<i>V (Kn)</i>	100	100	76,85	67,50	61,54	48,79
<i>τ (MPa)</i>	0,52	0,69	0,53	0,47	0,43	0,34
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	34,35	33,41	24,32	19,65	14,12	6,74
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,80	3,66	4,05	1,98	1,80	1,71
$A_v^{adap}$ (cm <sup>2</sup> )	34,42	13,76	25,13	20,60	14,39	7,85
<i>N<sup>bre</sup></i>	16HA16 + 2HA12	16HA16 + 2HA12	8HA16 + 8HA12	8HA16 + 4HA12	2HA14 + 10HA12	10HA10
<i>S<sub>t</sub> (cm)</i>	15	15	17,5	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,65	0,65	0,50	0,45	0,41	0,32
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,60	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adap}$ (cm <sup>2</sup> )	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
<i>N<sup>bre</sup></i>	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<i>S<sub>t</sub> (cm)</i>	20	20	20	20	20	20

Exemple de ferrailage voile Vx4 RDC + 1<sup>ère</sup> étagesFigure V.12. Ferrailage du voile Vx4 (RDC+1<sup>ère</sup> étages)

## Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par l'ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

Chapitre VI  
Etude  
de l'infrastructure

## Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité

On distingue plusieurs types de fondations :

- ◆ Fondations profondes : pieux, puits...
- ◆ Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

## VI.1. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol est de **1,6 bar** pour une profondeur d'encrage de **1,8 m**. D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes

- ◆  $1,35G+1,5Q$
- ◆  $G+Q$
- ◆  $G+Q\pm E$
- ◆  $0,8G\pm E$

## VI.2. Étude des fondations

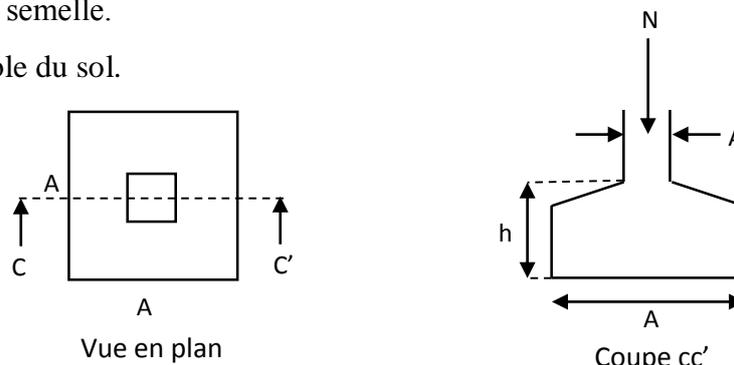
### 1. Vérification des semelles isolées

les semelles sont carrées ( $a \times a$ ), la vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec : N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée obtenu par le fichier résultat ETABS 2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1.** Schéma d'une semelle isolée

Après avoir modélisée le sous-sol (parking)

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal :

$N=2296,02$  KN.

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} = B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = 3,78 \text{ m.}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

## 2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

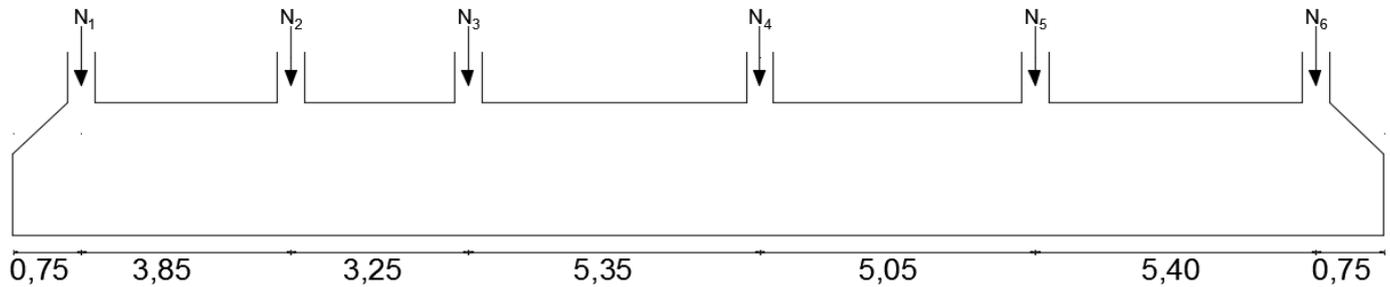


Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante

Avec :

$$\begin{aligned} N_1 &= 1208,69 \text{ Kn} & N_4 &= 1696,20 \text{ Kn} \\ N_2 &= 1549,50 \text{ Kn} & N_5 &= 1944,25 \text{ Kn} \\ N_3 &= 1876,24 \text{ Kn} & N_6 &= 1571,67 \text{ Kn} \end{aligned}$$

La vérification à faire est :  $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$

Avec : -  $N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 9891,55 \text{ Kn}, \quad \text{et} \quad L = 24,40 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{9891,55 \times 10^{-3}}{0,16 \times 24,4} = 2,53 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2,53 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, afin d'éviter les tassements différentielle on passe à la vérification du radier général.

## 3. Étude du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

### 3.1. Pré dimensionnement

#### ➤ La condition de coffrage

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow L_{max}=5,40 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 54 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle} : h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow L_{max}=5,40 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 27 \text{ cm}$$

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :  $L_{max} \geq \frac{\pi \times l_e}{2}$  ,  $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

Avec : \* $l_e$  : Longueur élastique.

\* $E$ : Module de Young.

\* $I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

\* $K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ,  $E = 3,216 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,80 \text{ m}$$

A partir de ces deux conditions on opte pour :

$h_t = 80 \text{ cm}$  pour les nervures du radier.

$h_r = 30 \text{ cm}$  pour la dalle du radier.

➤ **La surface du radier :**

$$N'_{ser} = N_s + P_{rad} + P_{nerv} \quad (N' : \text{est le poids total de la structure})$$

$$N'_{ser} = 48719,53 \text{ Kn}$$

$$\frac{N'_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} = 283,49 \text{ m}^2$$

On à la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 488,21 \text{ m}^2$

Donc on adopte :  $S_{rad} = S_{bat} = 488,21 \text{ m}^2$  (Le radier est sans débord).

**3.2 Les vérifications nécessaires**

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.



**Figure VI.3.**présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0,55+0,60+2 \times 0,85) \Rightarrow \mu_c = 5,70 \text{ m}$$

$h_t$  : hauteur totale de radier

$$Q_u = 2840,45 \text{ Kn} \leq 0,045 \times 5,70 \times 0,85 \times \frac{25000}{1,5} = 3633,75 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

### ➤ Condition de cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b$$

On considère une bande de largeur  $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = 442,29 \text{ Kn}$$

$$d \geq \frac{V_u \times \gamma_b}{0,15 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow d = 0,378 \text{ m} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

A partir de ces conditions on opte pour :

-  $h_t = 80 \text{ cm}$  pour les nervures de radier.

-  $h_r = 40 \text{ cm}$  pour la dalle du radier.

### ➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTR**

**BC 2.33.1** (article : 3.541 (a) )

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

Les caractéristiques géométriques de radier :

$$I_x = 19069,49 \text{ m}^4, \text{ et } x_G = 11,28 \text{ m}$$

$$I_y = 20687,90 \text{ m}^4, \text{ et } y_G = 10,83 \text{ m}$$

Avec :  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

$N$  : Poids total de la structure.

A partir du logiciel ETABS2016 on a obtenu :

#### - Sens X-X

$$N = 48719,53 \text{ Kn} \quad \text{et} \quad M_y = 51917,62 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{max} = 0,137 \text{ MPa} \quad \sigma_{min} = 0,080 \text{ MPa} \quad \sigma_{moy} = 0,123 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} 0,16 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### - Sens Y-Y

$$N = 48719,53 \text{ Kn} \quad \text{et} \quad M_x = 43718,86 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{max} = 0,133 \text{ MPa} \quad \sigma_{min} = 0,084 \text{ MPa} \quad \sigma_{moy} = 0,121 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} 0,16 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### ➤ Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  **RPA99/2003** (article 10.1.5)

- ◆ Suivant X-X:  $e = 1,06 < \frac{22,55}{4} = 5,64$  m. (condition vérifiée).
- ◆ Suivant Y-Y:  $e = 0,90 < \frac{21,65}{4} = 5,41$  m. (condition vérifiée).

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### ➤ Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$\gamma_w$  : Poids volumique ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1,5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 1,8$  m).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 488,21 \text{ m}^2$ ).

$N_u = 79974,51 \text{ Kn}$  : La charge totale transmise par la superstructure

$$79974,51 \text{ Kn} \geq 1,5 \times 1,8 \times 488,21 \times 10 = 13181,67 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

## 3.3. Ferrailage

### 3.3.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension : ( $L_x = 4,10$  m,  $L_y = 4,85$  m) : entre nus d'appuis

### ➤ Calcul des sollicitations :

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 7,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S} + 1,35 G_0 = 177,31 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S} + G_0 = 146,04 \text{ Kn/m}^2$$

$v = 0$ ,  $\rho = 0,85 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0506, \quad \mu_y = 0,6864$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 150,82 \text{ Kn.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 103,52 \text{ Kn.m}$$

$$\text{▪ Moment en travée : } M_x^t = 0,85 \times M_x = 128,20 \text{ Kn.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 77,64 \text{ Kn.m}$$

$$\text{▪ Moment en appuis : } M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x^0 = -75,41 \text{ Kn.m}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une  $b \times h_0 = 1 \times 0,40 \text{ m}^2$

### ▪ Condition de non fragilité :

*On calcul  $A_{min}$*

$$h_r = 40 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0,85 \text{ cm et HA Fe400} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008 \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

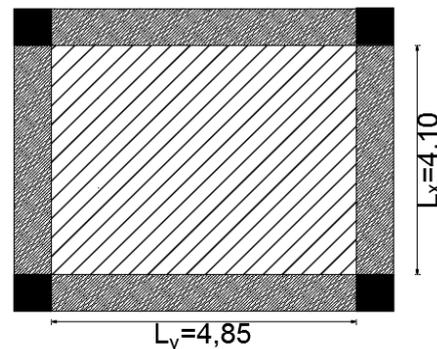


Figure VI.4. Le panneau le plus sollicité

$$\begin{cases} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho) \times b \times h_r}{2} \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Tableau VI.1.** Calcul des armatures pour la dalle

Sens	M (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	128,20	0,063	0,081	0,368	10,01	3,44	5HA16=10,05	20
y-y	77,64	0,038	0,048	0,373	5,98	3,44	5HA14 =7,70	20
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	-75,41	0,037	0,047	0,373	5,81	3,20	5HA14 =7,70	20

▪ **Vérifications l'effort tranchant**

b = 100 cm, d = 37,8 cm,

$$\rho = 0,85 > 0,4 \quad \begin{cases} V_{ux} = (q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 240,61 \text{ Kn} \\ V_{uy} = (q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 145,36 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 0,633 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**A L'ELS**

$$q_s = 146,04 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow v = 0,2, \quad \rho = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,0576, \quad \mu_y = 0,7794$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 141,40 \text{ Kn.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 109,93 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en travée :**  $M_x^t = 0,85 \times M_x = 120,19 \text{ Kn.m}$   
 $M_y^t = 0,75 \times M_y = 82,45 \text{ Kn.m}$
- **Moment en appuis :**  $M_x^a = M_y^a = - 0,5 M_x = - 70,70 \text{ Kn.m}$

▪ **Vérification à L'ELS**

➤ **L'état limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Calcul de y :  $b y^2 / 2 + 15 (A_s + A'_s) y - 15 (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I :  $I = (b_0 \times y^3) / 3 + 15 [ A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 ]$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

Fissuration nuisible  $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot ftj}) = 201,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$$

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	Y (m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	120,19	0,093	15,12	7,39	15	Vérifiée	342,21	201,6	n'est Vérifiée
y-y	82,45	0,083	12,09	5,66	15	Vérifiée	303,82	201,6	n'est Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x=y-y	-70,70	0,083	12,09	4,85	15	Vérifiée	260,52	201,6	n'est Vérifiée

La condition est non vérifiée donc on augmente la section d'armature

On prend 9HA16 = 18,10 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens x-x en travée

En travée x-x  $\Rightarrow \sigma_{st} = 195,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

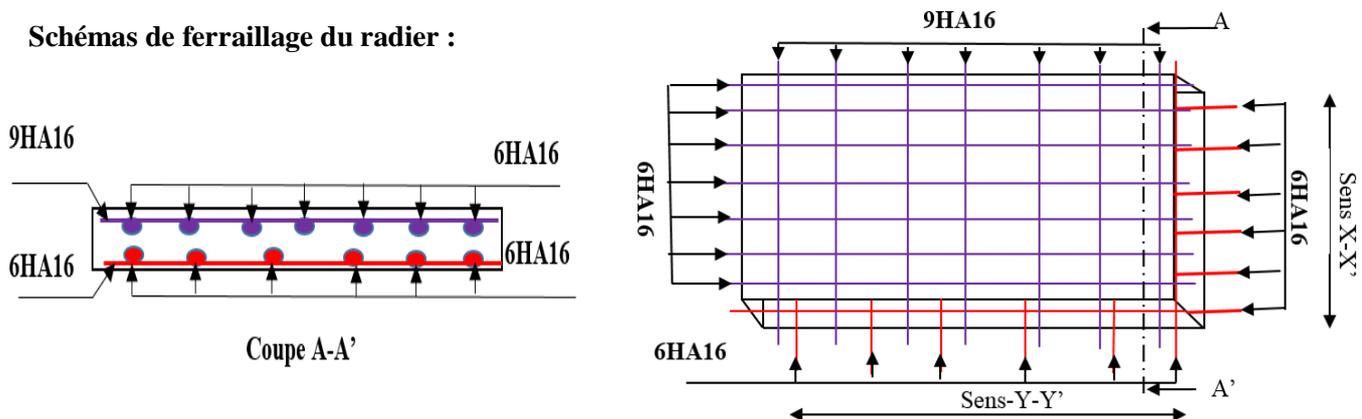
On prend 6HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens y-y en travée

En travée y-y ⇒ σ<sub>st</sub> = 198,62 MPa < σ̄<sub>st</sub> = 201,6 MPa.....condition vérifiée

On prend 6HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml dans le sens x-x et y-y en appuis

En appuis x-x , y-y ⇒ σ<sub>st</sub> = 170,32 MPa < σ̄<sub>st</sub> = 201,6 MPa.....condition vérifiée

**Schémas de ferrailage du radier :**



**Figure VI.5.** Schémas de ferrailage du radier

**3.3.2 Calcul des nervures**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- **Charge triangulaire**

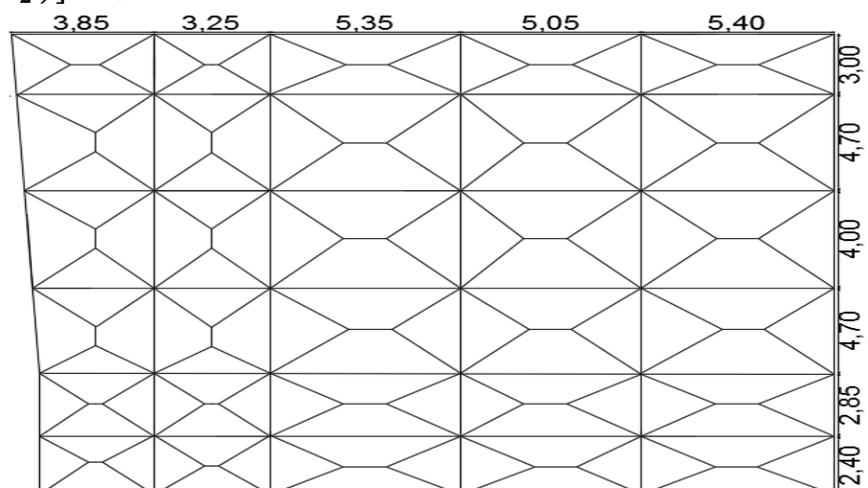
$$\left( \begin{matrix} P_m = \frac{2 \times q_u \times l_x}{3} \\ P_v = \frac{1}{2} q_u \times l_x \end{matrix} \right) \text{ Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

- **Charge trapézoïdale**

$$\left( \begin{matrix} P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{matrix} \right) \text{ Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment}$$

que la charge trapézoïdale.

on a  $\begin{cases} q_u = 177,95 \text{ Kn/m}^2 \\ q_s = 146,04 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$



**Figure VI.6.** Schéma de rupture de la dalle de radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

♦ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

**Moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g \times l'_g + P_d \times l'_d}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : les longueurs fictives  $l' \begin{cases} l : & \text{si travée de rive} \\ 0,8 \times l : & \text{si travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0,15 M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

**Moment en travée**

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

$$M(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x), \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad V_2 = - \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V = \max(V_1, V_2)$$

- **Sens longitudinal (x-x) : nervure intermédiaire**

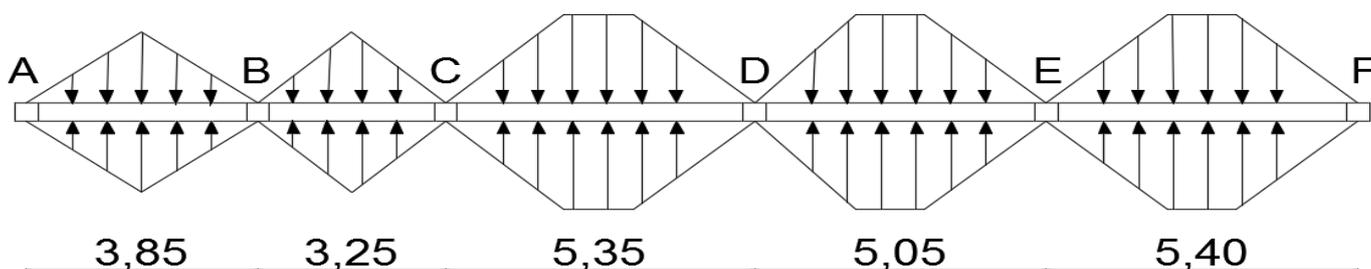


Figure VI.7. Sollicitation sur la nervure dans le sens x-x

Schéma statique équivalent :

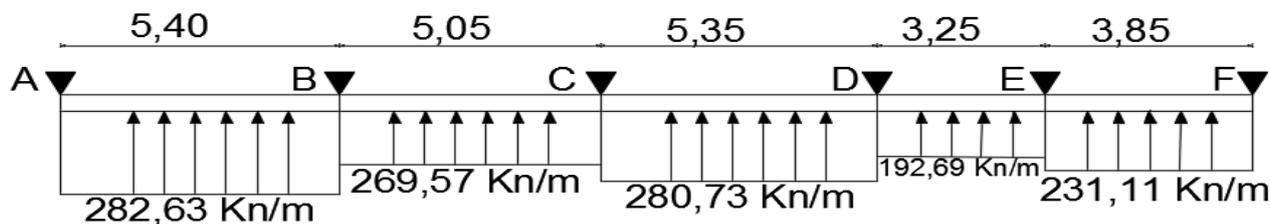


Figure VI.8. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELU

Travée	L (m)	L'(m)	P <sub>u</sub> (Kn/m)	M <sub>g</sub> (Kn.m)	M <sub>d</sub> (Kn.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (Kn.m)	V <sub>max</sub> (Kn)
A-B	5,40	5,40	282,63	-154,53	-776,16	588,28	-878,22
B-C	5,05	4,04	269,57	-776,16	-562,57	193,29	722,96
C-D	5,35	4,28	280,73	-562,57	-434,28	440,81	774,93
D-E	3,25	2,60	192,69	-434,28	-302,33	-109,62	333,42
E-F	3,85	3,85	231,11	-302,33	-154,53	202,96	483,27

**Tableau VI.5.** Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELS

Travée	L (m)	L'(m)	$P_s$ (Kn/m)	$M_g$ (Kn.m)	$M_d$ (Kn.m)	$M_t^{max}$ (Kn.m)
A-B	5,40	5,40	232,78	-127,27	-639,88	484,26
B-C	5,05	4,04	222,78	-639,88	-464,04	160,93
C-D	5,35	4,28	231,20	-464,04	-357,66	417,19
D-E	3,25	2,60	158,70	-357,66	-248,99	-90,28
E-F	3,85	3,85	190,34	-248,99	-52,90	207,52

Les sollicitations max sont présentées dans le tableau suivant

**Tableau VI.6.** Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
$M_u$ (Kn.m)	-776,16	588,28
$M_s$ (Kn.m)	-639,88	484,26
$V_u$ (Kn)	-878,22	

Sens transversale (y-y) : nervure intermédiaire

**Tableau VI.7.** Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELU

Travée	L (m)	L'(m)	$P_u$ (Kn/m)	$M_g$ (Kn.m)	$M_d$ (Kn.m)	$M_t^{max}$ (Kn.m)	$V_{max}$ (Kn)
A-B	3,00	3,00	177,31	-29,92	-340,47	44,49	-369,48
B-C	4,70	3,76	277,79	-340,47	-380,71	406,58	644,24
C-D	4,00	3,20	236,41	-380,71	-380,71	92,11	472,82
D-E	4,70	3,76	277,79	-380,71	-326,64	413,6	644,31
E-F	2,85	2,28	169,03	-326,64	-69,82	-2,59	330,98
F-G	2,40	2,40	141,85	-69,82	-29,92	61,37	147,51

**Tableau VI.8.** Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELS

Travée	L (m)	L'(m)	$P_s$ (Kn/m)	$M_g$ (Kn.m)	$M_d$ (Kn.m)	$M_t^{max}$ (Kn.m)
A-B	3,00	3,00	146,04	-24,64	-221,83	54,41
B-C	4,70	3,76	228,80	-221,83	-313,44	364,62
C-D	4,00	3,20	194,72	-313,44	-313,44	76,00
D-E	4,70	3,76	228,80	-313,44	-269,04	340,95
E-F	2,85	2,28	139,22	-269,04	-57,50	-2,13
F-G	2,40	2,40	116,83	-57,50	-24,64	50,55

Les sollicitations max sont présentées dans le tableau suivant

**Tableau VI.9.** Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
$M_u$ (Kn.m)	-380,71	406,58
$M_s$ (Kn.m)	-313,44	364,62
$V_u$ (Kn)	644,31	

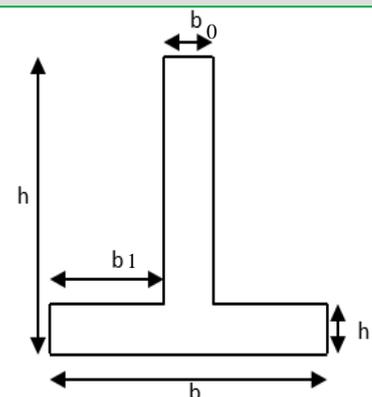
➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$$h=80 \text{ cm} \quad h_0=40 \text{ cm} \quad b_0=60 \text{ cm} \quad d=75 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{470}{10}, \frac{540}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(47, 270)$$

Soit  $b_1=50 \text{ cm}$  donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160 \text{ cm}$



**Figure VI.9.** Section a ferraillé

➤ **Calcul des armatures**

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

**Tableau VI.10. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier**

Sens	Mu (kn.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RP</sup> A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<i>En Travée</i>				
x-x	588,28	23,09	14,49	4HA20+8HA16=24,89
y-y	406,58	15,83	14,49	8HA16=16,08
<i>En Appui</i>				
x-x	-776,16	30,72	14,49	8HA20+4HA16=33,17
y-y	-380,71	14,80	14,49	8HA16=16,08

➤ **Les vérifications**

◆ **Effort tranchant**

$$V^{max} = 644,31Kn \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,860 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,15 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

◆ **À l'ELS : Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Fissuration nuisible  $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot ftj}) = 201,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$$

**Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	333,13	0,353	0,0294	4,00	15	Vérifiée	67,48	201,6	Vérifiée
y-y	234,23	0,065	0,0240	0,63	15	Vérifiée	100,28	201,6	Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x	-439,53	0,500	0,0728	3,01	15	Vérifiée	22,64	201,6	Vérifiée
y-y	-215,52	0,065	0,0240	0,58	15	vérifiée	92,27	201,6	Vérifiée

**Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{2}\right) = \min(22,86, 20, 300) = 20 \text{ mm, soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

◆ **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 4HA10=3,14 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux)

◆ St ≤ min (0,9d ; 40 cm) ⇒ 40 cm

◆ St ≤  $\frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 52 \text{ cm}$

◆ St ≤  $\frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} = 0$

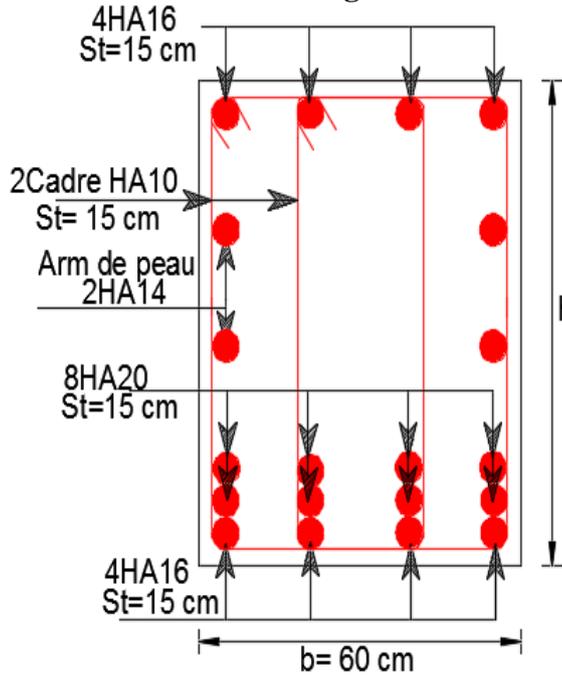
**Soit: St =15 cm**

**Armatures de peau :**

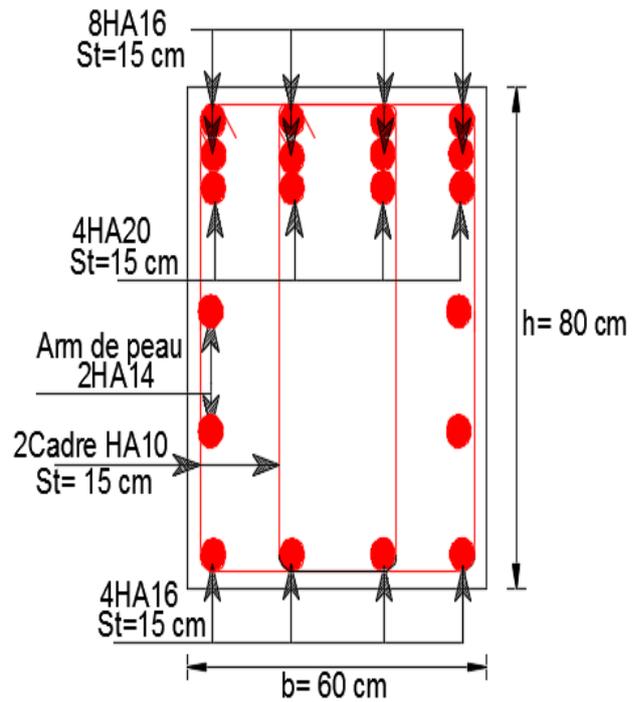
Comme la poutre a une hauteur de 80 cm, le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section

A<sub>p</sub> = 3cm<sup>2</sup>/ml de hauteur, donc : A<sub>p</sub> = 3 x 0,80 = 2,40 cm<sup>2</sup>. ⇒ Soit 2HA14=3,08 cm<sup>2</sup>

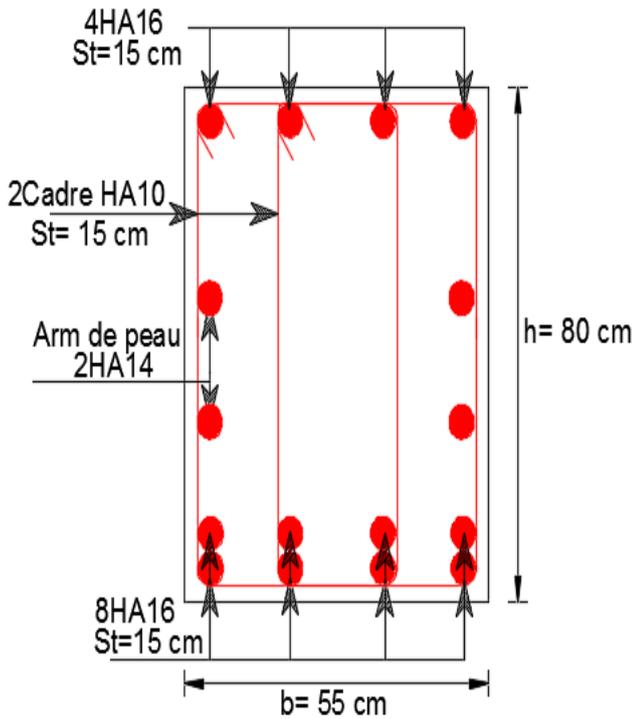
▪ Schémas de ferrailage des nervures



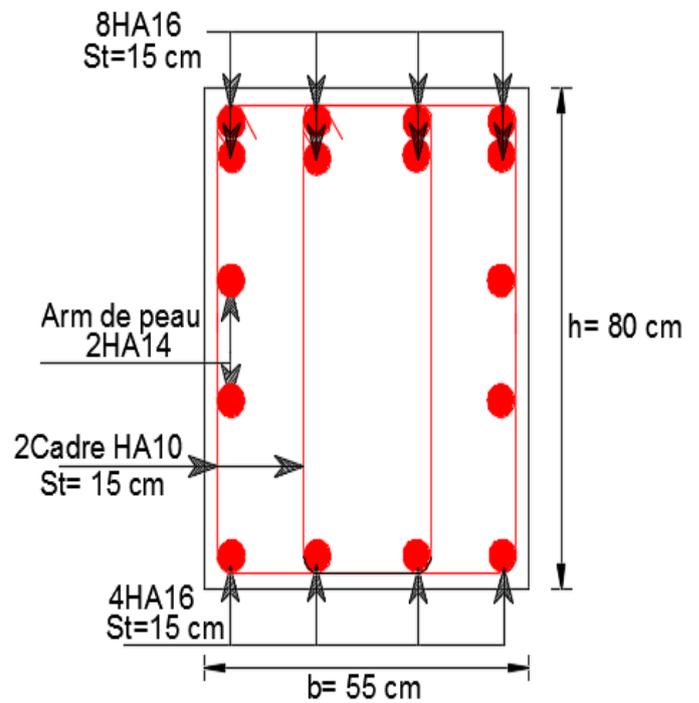
**Appui X-X**



**Travée X-X**



**Appui Y-Y**



**Travée Y-Y**

**Figure VI.10.** Schémas de ferrailage des nervures

### VI.3 Voile périphérique :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

#### ➤ Caractéristiques des voiles :

- Hauteur  $h = 3,4$  m.
- Longueur  $L = 5,40$  m.
- Épaisseur  $e = 20$  cm.

#### ➤ Caractéristiques du sol :

- poids spécifique :  $\gamma = 19$  Kn/m<sup>2</sup>
- angle de frottement :  $\varphi = 32^\circ$
- La cohésion :  $C = 0 \Rightarrow$  sol cohérents

Contrainte admissible de sol :  $q_{adm} = 160$  KN/m<sup>2</sup>

#### Méthode de calcul :

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10$  KN / m<sup>2</sup>.

#### ➤ Sollicitations :

##### ◆ Poussée des terres :

$$G = h \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 17,34 \text{ Kn/m}^2$$

##### ◆ Surcharge d'exploitation :

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right) = 3,07 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Ferrailage :

##### a) Calcul à l'ELU :

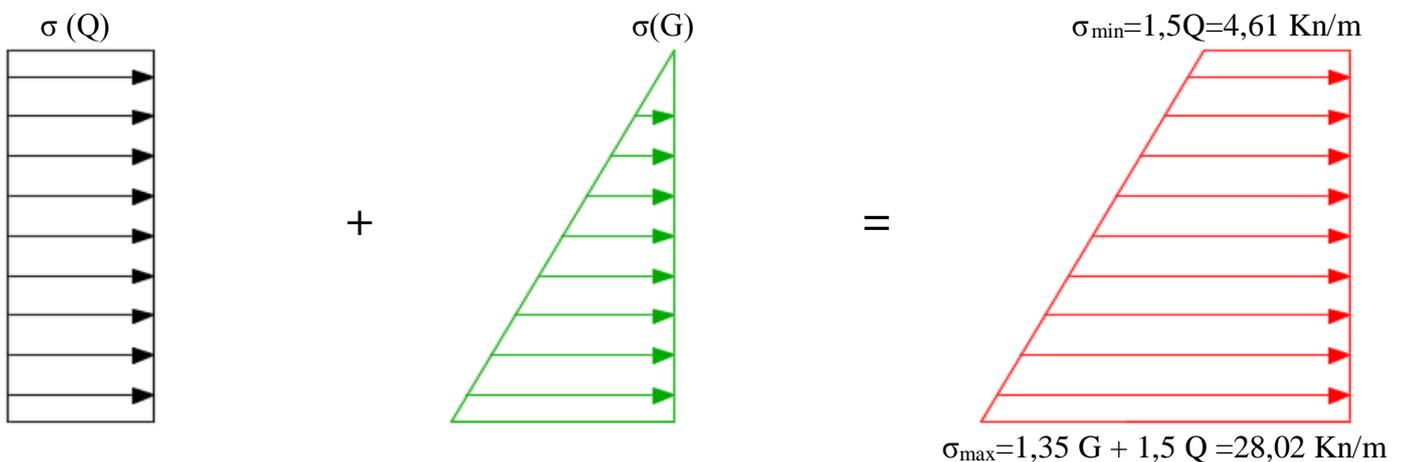


Figure VI.11. Diagramme des contraintes.

**Remarque**= Le sol est bien drainée donc la vérification de la poussée hydrostatique n'est pas nécessaire. Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

- ◆  $L_x = 3,40 \text{ m.}$
- ◆  $L_y = 5,40 \text{ m.}$
- ◆  $b = 100 \text{ cm.}$
- ◆  $e = 20 \text{ cm.}$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22,17 \text{ Kn/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (annexe I) on tire :  $\begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 19,96 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = 6,66 \text{ Kn.m} \end{cases}$

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 16,97 \text{ Kn.m} \quad , \quad M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 5,66 \text{ Kn.m}$$

**En appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_{0x} = -9,98 \text{ Kn.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section  $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12. Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique**

Sens	M (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{adp} (cm^2/ml)$	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	16,97	0,037	0,047	0,177	2,76	1,90	5HA12 = 5,65	20
y-y	5,66	0,012	0,015	0,178	0,91	1,60	4HA12 = 4,52	25
<i>En appuis</i>								
x-x=y-y	9,98	0,022	0,028	0,178	1,61	1,60	4HA12 = 4,52	25

**5.6. Vérifications :**

**A L'ELU:**

◆ **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,63 > 0,4 \quad \text{et} \quad e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \quad \rho_0 = 0,0008 \quad \dots \dots \dots \text{Pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,63) \times 100 \times 20 = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 20 \times 100 = 1,60 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 1,17 \text{ MPa, (fissuration nuisible).}$$

On a :  $V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 29,18 \text{ Kn}, \quad \tau_u = 0,162 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**A L'ELS :**

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 20,41 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 3,07 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 16,08 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 16,08 \text{ Kn/m}.$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0831 \\ \mu_y = 0,5004 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 15,45 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = 7,74 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 13,13 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,58 \text{ Kn.m}$$

**Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = 7,73 \text{ KN.m}$$

**. Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$

Fissuration nuisible  $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$

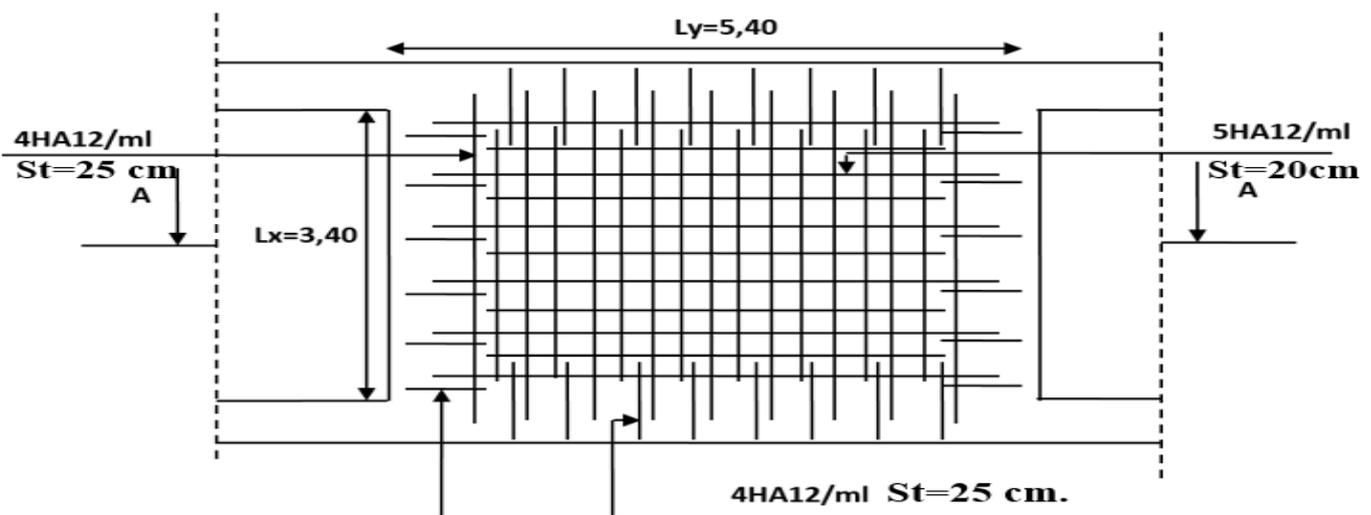
♦ **Contraintes dans le béton :**

**Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	Y (m)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	13,13	0,047	1,8452	3,34	15	Vérifiée	141,96	201,6	Vérifiée
y-y	6,58	0,043	1,5376	1,84	15	Vérifiée	87,94	201,6	Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x = y-y	-7,73	0,043	1,5376	2,16	15	Vérifiée	103,31	201,6	Vérifiée

**Remarque :** La contrainte dans le béton et la contrainte dans les aciers est vérifiées.

**Schéma de ferrailage du voile périphérique**



**Figure VI.12. Schéma de ferrailage de voile périphérique**

**Conclusion**

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

# Conclusion générale

## Conclusion générale

- L'étude de ce projet (R+6+2 entre sol+s.sol) à usage multiple, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA99/2003 et le BAEL91/99 ainsi que les DTR.
- Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition de charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion. La vérification de la condition d'interaction entre les voiles et les portiques exigée par le Règlement Parasismique Algérien pour le contreventement mixte a conduit à l'augmentation de la section des poteaux, donc le ferrailage avec le minimum réglementaire donné par le Règlement Parasismique Algérien.
- Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général sans débord afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (la contrainte admissible du sol est de 1,6 bars) et d'éviter dans ce dernier les tassements différentiels éventuels
- L'importance de l'ouvrage (et donc de la réaction du sol) a conduit à un ferrailage important dans les nervures, des barres de 20mm et de 16mm ont été utilisés. Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

# Bibliographie

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3ième et 4ième année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

## *Outils informatiques*

- ✓ Logiciel AUTOCAD
- ✓ Logiciel Etabs2016
- ✓ Logiciel Excel et Word

# Annexes

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.8$$

		$u/lx$											
		$v/ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093			
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

### Annexe 3

#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33