

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA, - Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin de cycle

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
**Option : Matériaux et Structures**

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment R+10 à usage  
d'habitation et commercial contreventé par  
un système mixte (Voile-Portique)**

**Réalisé par :**

**OUAR Farid.**

**DEHOUCHE Rebiha.**

**DEHOUCHE Zoubir.**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>: L. GUECHARI.**

**Jury :**

**M<sup>r</sup> : A. BECHEUR.**

**M<sup>me</sup> : N. BOUKHEZAR.**

**Promotion 2012-2013**

# Remerciements

*Nous tenons à remercier en premier lieu notre DIEU de nous avoir donné courage, volonté, patience et santé pour pouvoir réaliser ce modeste travail et nous espérons récolter des fruits.*

*Nous voudrions exprimer notre profonde gratitude à M<sup>r</sup> Guechari. L, et le remercier vivement pour la patience et la disponibilité dont il a fait preuve durant la période de notre encadrement, malgré sa charge importante de travail.*

*Nos remerciements chaleureux et anticipés vont aux membres du jury qui ont consacré une partie de leur temps pour examiner et juger notre travail.*

*Nous nous saurons oublier de remercier le corps enseignants du département Génie Civil pour leurs efforts fournis durant notre cursus universitaire.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*



*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mon très chère père, qui a toujours souhaité de me voir réussir dans ma vie. Merci pour les sacrifices consentis pour ma scolarisation et les encouragements que j'ai reçus depuis mon enfance.*

*A ma très chère et adorable mère, celle qui est toujours présente et continue de l'être pour faire mon bonheur. Merci pour tes prières adressées à l'éternel. Merci pour la profonde affection et les efforts déployés pour les bases de mon éducation. Merci de trimer sans relâche malgré les péripéties de la santé, de la vie au bien-être de tes enfants. enfin ! Merci tout simplement d'être ...ma mère.*

*A mes frères et sœurs,*

*Sont pour moi des modèles extraordinaires tout au point de vue professionnel que personnel. je les remercie pour tout le soutien financier et moral.*

*A toute ma famille.*

*A mes collègues Zoubir et Rebiha ainsi que leurs familles*

*A tous mes Amis et amies.*

*A toute ma promotion Génie Civile avec qui j'ai partagé des moments inoubliables.*

*Farid*



## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail qui n'aurait pu aboutir et voir la lumière sans l'aide de Dieu le Tout Puissant.*

*A mes très chers et valeureux parents qui m'ont appris le vrai sens de la vie et qui m'ont éduqué avec tout leur amour, leur patience, leur soutien et appuis continuels pour lesquels je dois le mérite pour ce que je suis devenue aujourd'hui. Merci ma mère, merci mon père que Dieu vous garde pour moi*

*A mes très chères sœurs : Siham, Sabrina, Kahina et surtout la petite Meriem pour qui je souhaite la guérison le plus vite possible.*

*A mon cher mari : Lamine qui ma soutenu le long de ce projet.*

*A mes proches qui m'ont fournis l'ambiance dans ma vie, la joie et la paix: ma grand mère, mes oncles Hamid, Allaoua et leurs femmes ainsi que leurs enfants.*

*A mes chères copines: Safia, Biba, Fatima, Téziré, Hassina, Rahma, Souad, Sihem, et Ratiba.*

*A tous mes amis de la promotion Master génie civile*

*A tous ceux qui m'ont aidé de prêt ou de loin.*

*D. Rebiha*

# Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Chapitre I : Description de l'ouvrage</b>	
I.1.Introduction.....	02
I.2.Description de l'ouvrage.....	02
I.3.Implantation de l'ouvrage.....	02
I.4.Caractéristiques de l'ouvrage.....	02
I.4.1.Caractéristiques géométriques.....	02
I.4.2.Caractéristiques structurales.....	02
I.4.3.Caractéristiques du site.....	03
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1.Introduction.....	04
II.2.Pré dimensionnement des éléments.....	04
II.2.1.Les planchers.....	04
II.2.1.1.Plancher à cors creux.....	04
II.2.1.2.Dalles pleines .....	05
II.2.2. Les poutres.....	05
II.2.3.Les poutrelles.....	07
II.2.4.Les voiles.....	09
II.2.5.Les escaliers.....	09
II.2.6. L'acrotère.....	12
II.3.Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible.....	13
II.3.2.Plancher terrasse accessible.....	14
II.3.3.Plancher étage courant.....	14
II.3.4.Les balcons et dalles pleines.....	14
II.3.5.Murs extérieurs : (doubles parois en brique creuses).....	15

II.3.6.Murs intérieurs.....	15
II.3.7.Les escaliers.....	15
II.3.8.L'acrotère.....	15
II.4.Descente de charge.....	16
II.4.1.Calcul des surfaces afférentes.....	16
II.5.Vérification des poteaux.....	31

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1.Introduction.....	37
III.2.Etude des planchers.....	37
III.2.1.Plancher à corps creux.....	37
III.2.2.Dalles pleines.....	70
III.3.Etude des escaliers.....	78
III.4.Étude de la poutre brisée.....	88
III.5.Etude de l'ascenseur.....	92
III.6. Étude de l'acrotère.....	106
III.7.Calcul des chaînages.....	112

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

IV.1.Introduction.....	115
IV.2.Méthodes de calcul.....	115
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	115
IV.2.2.Méthode dynamique modale spectrale.....	119
IV.3. Vérification de l'interaction voile portique.....	122
IV.3.1. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	123
I.V.3.2. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	123
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du R.P.A99/version 2003.....	124
IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	124
IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	125

IV.5. Calcul des déplacements.....	125
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	126

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

V.1.Introduction.....	128
V.2. Etude des poteaux.....	128
V.2.1. Les recommandations du R.P.A.99/version 2003.....	128
V.2.2. Sollicitations de calcul.....	130
V.2.3. Sections des armatures longitudinales dans les poteaux.....	131
V.2.4. Sections des armatures transversales dans les poteaux.....	131
V.2.5. Vérifications.....	132
V.3. Etude des poutres.....	136
V.3.1.Recommandions du RPA99/version 2003.....	137
V.3.2.Ferraillage des poutres.....	137
V.3.2.1.Sollicitation de calculs.....	137
V.3.2.2.Les armatures longitudinales.....	138
V.3.2.3.Diamètre des armatures transversales.....	138
V.3.2.4.Calcul des espacements des armatures transversales.....	139
V.3.2.5.Vérifications [BAEL91].....	140
V.4. Etude des voiles.....	148
V.4.1.Recommandations du R.P.A99/version 2003.....	148
V.4.2. Ferraillage des voiles.....	150

### **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1. Introduction .....	154
VI.2. Choix de type des fondations .....	154
VI.3. Les vérifications de types de fondations.....	154
VI.3.1. Vérification des semelles isolées.....	155

VI.3.2.Vérification des semelles filantes.....	155
VI.3.3. Radier général.....	156
VI.3.3.1. Les vérifications.....	157
VI.4.Ferraillage du radier.....	161
VI.4.1.Ferraillage de la dalle.....	161
VI.4.2.Ferraillage des débords.....	164
VI.4. Les nervures du radier .....	164
VI.4.1. Les sollicitations sur les nervures.....	164
VI.4.2. Calcul des sollicitations.....	165
VI-5.Etude du mur de soutènement .....	169
VI-5.1.Introduction.....	169
VI.5.2.Mur de soutènement avec des charges réparties.....	169
Conclusion générale.....	175



## Liste des figures

<b>Figure II.1.</b> Sens de disposition des poutrelles adopté.....	08
<b>Figure II.2.</b> Schéma d'une poutrelle.....	08
<b>Figure II.3.</b> Vue en plan de l'escalier type2 .....	11
<b>Figure II.4.</b> Types d'acrotères.....	13
<b>Figure II.5.</b> Surface afférente pour le poteau P1.....	16
<b>Figure II.6.</b> La surface afférente pour le poteau P2.....	21
<b>Figure II.7.</b> Surface afférente du poteau P2 au 1er étage.....	22
<b>Figure II.8.</b> Surface afférente du poteau P3 au plancher terrasse inaccessible.....	25
<b>Figure II.9.</b> Surface afférente du poteau P3 au plancher terrasse accessible et étages courant.....	25
<b>Figure III.1.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	70
<b>Figure III.2.</b> Dalle sur deux appuis.....	70
<b>Figure III.3.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	73
<b>Figure III.4.</b> Dalle sur trois appuis.....	73
<b>Figure III.5.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	76
<b>Figure III.6.</b> Schéma statique de l'escalier type 1.....	78
<b>Figure III.7.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	81
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	85
<b>Figure III.9.</b> Schéma de ferrailage de la volée (III).....	88
<b>Figure III.10.</b> Schéma statique de la poutre brisée.....	89
<b>Figure III.11.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	92
<b>Figure III.12.</b> Cage d'ascenseur.....	92
<b>Figure III.13.</b> Schéma représentant la surface d'impact.....	93
<b>Figure III.14.</b> Schéma de ferrailage de la dalle.....	105

<b>Figure III.15.</b> Vue en coupe du ferrailage.....	106
<b>Figure III.16.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère type1.....	111
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	114
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	120
<b>Figure IV.2.</b> La disposition des voiles adoptée.....	120
<b>Figure V.1</b> Schémas de ferrailage des poteaux des différents étages. ....	136
<b>Figure V.2.</b> Schémas de ferrailage des poutres principales étages courants.....	144
<b>Figure V.3.</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires étages courants.....	144
<b>Figure V.4</b> .Schémas de ferrailage des poutres principales de la terrasse.....	144
<b>Figure V.5</b> .Schémas de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse.....	145
<b>Figure V.6</b> .Schéma de la zone nodale.....	145
<b>Figure V.7.</b> Schéma de ferrailage du voile (D) au R.D.C et au 1 <sup>er</sup> étage.....	153
<b>Figure VI.1.</b> Semelle filante.....	155
<b>Figure VI.2.</b> Schéma du poinçonnement.....	158
<b>Figure VI.3.</b> Panneau de dalle sur 04appuis.....	161
<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage du radier.....	163
<b>Figure VI.5.</b> Schéma statique du débord.....	164
<b>Figure VI.6.</b> Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	166
<b>Figure VI.7.</b> Sollicitations sur les nervures transversales.....	166
<b>Figure VI.8.</b> Section à ferrailer.....	167
<b>Figure VI.9.</b> Ferrailage des nervures sens x-x.....	168
<b>Figure VI.10.</b> Ferrailage des nervures sens y-y.....	169
<b>Figure VI.11.</b> Mur de soutènement.....	170
<b>Figure VI.12.</b> Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....	174

# Liste des tableaux

<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	13
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.....	14
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges dans le plancher étage courant.....	14
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges dans les balcons et dalles pleines.....	14
<b>Tableau II.5.</b> Évaluation des charges des murs extérieurs.....	15
<b>Tableau II.6.</b> Évaluation des charges des murs intérieurs.....	15
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges dans les escaliers .....	15
<b>Tableau II.8.</b> La descente de charge dans le poteau P1.....	19
<b>Tableau II.9.</b> La descente de charge dans le poteau P2.....	23
<b>Tableau II.10.</b> La descente de charge dans le poteau P3.....	29
<b>Tableau II.11.</b> Vérification des poteaux à la compression simple.....	31
<b>Tableau II.12.</b> Vérification des poteaux au flambement.....	34
<b>Tableau II.13.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	35
<b>Tableau III.1 :</b> Différent types de poutrelles.....	37
<b>Tableau III.2 :</b> Charges revenant aux poutrelles.....	41
<b>Tableau III.3.</b> Sollicitations à l'E.L.U de la poutrelle type N° 2(plancher terrasse accessible).....	45
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations à l'E.L.S de la poutrelle type N°2(plancher terrasse accessible).....	46
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations à l'E.L.U de la poutrelle type N° 5(plancher étage courant).....	49
<b>Tableau III.6.</b> Sollicitations à l'E.L.S de la poutrelle type N° 5(plancher étage courant).....	49
<b>Tableau III.7.</b> Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'E.L.U.....	50

<b>Tableau III.8.</b> Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'E.L.S.....	50
<b>Tableau III.9.</b> Résultats de calcul.....	60
<b>Tableau III.10.</b> Résultats de calcul.....	68
<b>Tableau III.11.</b> Récapitulation de ferrailages des différents types de poutrelles.....	68
<b>Tableau.III.12.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles.....	69
<b>Tableau.III.13 :</b> Vérification de la flèche des poutrelles de la terrasse accessible.....	70
<b>Tableau III.14.</b> Résumé de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	74
<b>Tableau III.15.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	75
<b>Tableau III.16 :</b> Vérification de la flèche.....	76
<b>Tableau III.17 :</b> Ferrailage des dalles pleines.....	77
<b>TableauIII.18.</b> Résumés des résultats de ferrailage.....	83
<b>Tableau.III.19.</b> Résumé des résultats de ferrailage.....	86
<b>Tableau.III.20.</b> Résumé des résultats de ferrailage.....	90
<b>TableauIII.21.</b> Résultats des calculs.....	96
<b>TableauIII.22.</b> Vérification de la flèche.....	100
<b>TableauIII.23.</b> Ferrailage de la dalle locale des machines.....	102
<b>TableauIII.24.</b> Vérification de la flèche.....	105
<b>TableauIII.25.</b> Différentes combinaisons à utiliser.....	107
<b>Tableau III.26.</b> Ferrailage de la poutre de chaînage.....	113
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	116
<b>Tableau IV.2.</b> Résumé des résultats de calcul.....	121
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	123
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	124
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	125
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	125
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements.....	126

<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effet P-delta.....	127
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales selon le R.P.A dans les poteaux.....	129
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	130
<b>Tableau V.3</b> .Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	131
<b>Tableau V.4</b> .Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	131
<b>Tableau V.5.</b> Justification de l'effort normal ultime.....	133
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	134
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes tangentielles. ....	135
<b>Tableau V.8.</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	138
<b>Tableau V.9.</b> Les armatures longitudinales dans les poutres.....	138
<b>Tableau V.10.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	141
<b>Tableau V.11.</b> Vérification au cisaillement.....	141
<b>Tableau V.12</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	142
<b>Tableau V.13.</b> Moments résistants dans les poteaux.....	146
<b>Tableau V.14.</b> Moments résistants dans les poutres.....	147
<b>Tableau V.15.</b> Vérification des zones nodales.....	147
<b>Tableau V.16.</b> Ferraillage du voile (A).....	150
<b>Tableau V.17.</b> Ferraillage du voile (B).....	151
<b>Tableau V.18.</b> Ferraillage du voile (C).....	151
<b>Tableau V.19.</b> Ferraillage du voile (D).....	152
<b>Tableau VI.1</b> .Résultats de calcul.....	162
<b>Tableau VI.2</b> .Vérifications à l'E.L.S.....	163
<b>Tableau VI.3</b> : Vérifications à l'E.L.S.....	164
<b>Tableau VI.4</b> .Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	166
<b>Tableau VI.5</b> .Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	167

<b>Tableau VI.6.</b> Résumés des résultats de calcul.....	167
<b>Tableau VI.7 .</b> Vérifications à l'E.L.S.....	168
<b>Tableau VI.8.</b> Caractéristique du sol (extraites à partir de rapport de sol).....	170
<b>Tableau VI.9.</b> Pré dimensionnement de mur de soutènement.....	171
<b>Tableau VI.10 .</b> La poussé des terres (G et Q).....	171
<b>Tableau VI.11.</b> Poids des terres et de mur.....	171
<b>Tableau VI.12.</b> Stabilité renversement et le glissement.....	171
<b>Tableau VI.13.</b> Stabilité au poinçonnement.....	172
<b>Tableau VI.14.</b> Les sollicitations maximales sur le mur de soutènement.....	172
<b>Tableau VI.15.</b> Ferraillage du mur de soutènement.....	173

# Liste des symboles

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>fl</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.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age 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.

$C$  : *cohesion du sol.*

$\gamma$ : poids volumique



# **Introduction générale**

## Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

En Algérie les expériences vécus, durant les récents séismes (séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri, Boumerdes), ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Ce qui a conduit les chercheurs experts à revoir et à modifier les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, et actuellement entrain d'élaborer une nouvelle version. Dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

L'étude des structures est une étape primordiale et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Notre étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Notre travail est partagé en six chapitres essentiels :

- Description de l'ouvrage.
- Etude des éléments secondaires.
- Etude dynamique.
- Etude des éléments structuraux.
- Etude des fondations.

L'étude de cet ouvrage se fait tout en respectant les réglementations, et recommandations en vigueur à savoir (**R.P.A.99 version 2003**, **C.B.A.93**, **B.A.EL.91**, et les différents **D.T.R.**).

**Chapitre I :**  
**Description de**  
**l'ouvrage**

## **I.1.Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur civil prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner des descriptions du projet à étudier.

## **I.2.Description de l'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques en génie civil MEKLAT Akli ingénieur d'état Agrée, a fait l'objet de notre projet de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+10) y compris un Réez de chaussée à usage commercial, une crèche au 1<sup>er</sup> étage, et 9 étages à usage d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon le **R.P.A99** version 2003, règlement parasismique Algérien en vigueur.

## **I.3.Implantation de l'ouvrage :**

Notre projet s'inscrit dans le cadre d'un programme de 288 logements promotionnels, projetés au village de Sidi Ali ville d'Akbou, wilaya de Bejaia. Classé en zone de moyenne sismicité (IIa) d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification R.P.A 2003).

## **I.4.Caractéristiques de l'ouvrage :**

### **I.4.1. Caractéristiques géométriques :**

- La hauteur totale du bâtiment : 34.72 m.
- Hauteur de R.D.C : 3.04m.
- Hauteur des étages courants : 2.88m.
- Longueur de l'ouvrage : 16.86m.
- Largeur de l'ouvrage : 18.78m.

### **I.4.2.Caractéristiques structurales :**

#### ➤ **Les planchers :**

Tous les planchers des étages courants seront semi-préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, et la dalle de l'ascenseur seront réalisés en dalles pleines.

➤ **Les escaliers :**

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ **La maçonnerie :**

- **Les murs extérieurs :** Sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs :** Sont en simples parois réalisés en brique d'épaisseur 10 cm

➤ **La terrasse :**

Dans notre projet, on a deux types de terrasse :

- Terrasse accessible.
- Terrasse inaccessible.

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui sert comme garde corps.

➤ **Choix du contreventement :**

Vu la hauteur de notre ouvrage, et d'après le **RPA99** (version 2003) (**article 3.4.A.1.a**), tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit avoir un contreventement assuré par un système mixte avec justification de l'interaction portique-voile.

### **I.4.3. Caractéristiques du site :**

D'après le rapport du sol établi par le laboratoire SOUMMAM : d'analyse de la qualité des matériaux de construction bâtiments, routes et travaux publics, le sol étudié est constitué essentiellement par des argiles graveleuses, une couche d'argile marneuse produit d'altération, reposant sur des marnes schisteuses à des marnes compactes.

D'après les résultats des essais de laboratoire, la contrainte admissible du sol à prendre dans le calcul des fondations est de 1.6 bars, et une hauteur d'ancrage de 1.5m.

# **Chapitre II :**

# **Pré dimensionnement**

# **des éléments**

## II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement signifie "le pré calcul" des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon des règlements tels que : le CBA, le RPA 99/ version 2003, et le DTR B.C.2.2. 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 de dimensionnement.

## II.2.Pré dimensionnement des éléments :

### II.2.1.les planchers :

#### II.2.1.1.Plancher à corps creux :

Ils sont constitués du corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.4.2 CBA93})$$

Avec:

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

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas :  $L_{\max} = 450 - 30 = 420 \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18,66\text{cm}$

Donc, on opte pour un plancher de 20 cm d'épaisseur, alors un plancher (16+4) cm.

Soit :

- 16cm : hauteur du corps creux.
- 4cm : hauteur de la dalle de compression.

### II.2.1.2. Les dalles peines :

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

➤ **Critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis.} \\ e \geq \frac{L_x}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un seul appui.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.} \end{array} \right.$$

➤ **Critère de coupe feu :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour une heure de coupe feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe feu.} \\ e \geq 17.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour quatre heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

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

➤ **Isolation phonique :**  $e \geq 14 \text{ cm}$ .

Dans notre projet, on a deux types de dalles pleines : des dalles sur 2 appuis, et des dalles sur 3 appuis.

Le plus grand panneau qui se repose sur 2 appuis a comme dimensions  $L_x = 1,30 \text{ m}$  :

D'où :

$$\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \Rightarrow 3.71 \text{ cm} \leq e \leq 4.33 \text{ cm}$$

Le plus grand panneau qui se repose sur 3 appuis a comme dimension  $L_x = 1,50 \text{ m}$ ,

D'où :

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

D'où :  $e = \max (4, 12, 14)$ .

Soit :  **$e = 14 \text{ cm}$**

### II.2.2. Les poutres :

D'après l'article (7.5.1) du R.P.A99/version 2003, les dimensions des poutres sont



données par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

- **Vérifications des conditions du R.P.A:**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tel que :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, suivant le sens de disposition des poutrelles on a :  $L_{\max} = 5.50$  m

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34.66cm \leq h \leq 52cm$$

Soit :  $h = 45$  cm

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5cm \quad \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérifications :**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

➤ **Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

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

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

• **Vérifications :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.} \end{array} \right.$$

**II.2.3. Les poutrelles :**

Elles sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulé sur place. Elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres. Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Le critère de la petite portée : les poutrelles seront disposées parallèlement à la petite portée.
- Le critère de continuité : les poutrelles seront disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

En respectant les deux critères cités ci-dessus, nous avons opté pour la disposition suivante :

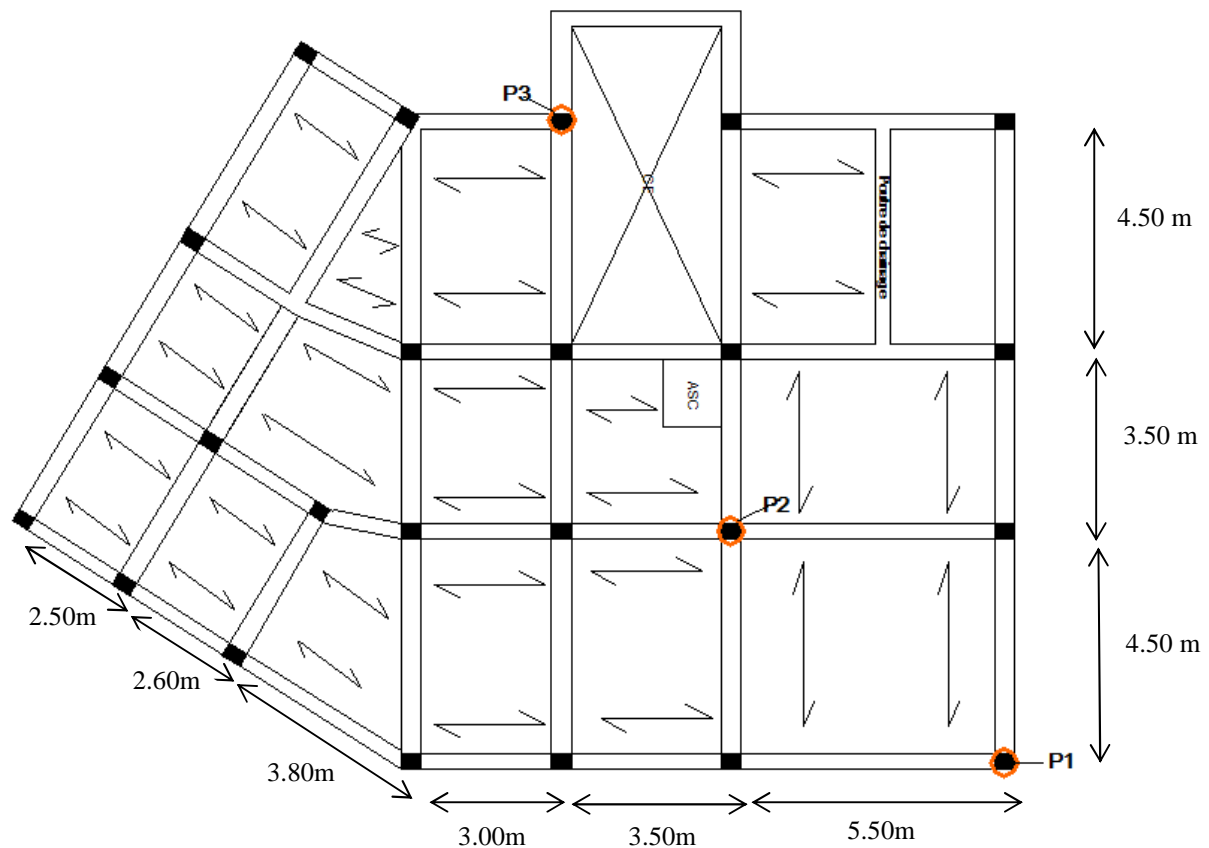


Figure II.1. Sens de disposition des poutrelles adopté.

Les poutrelles se calculent comme une poutre continue de section en T.

Avec :

$h_t$  : hauteur totale du plancher ( $h_t = 20 \text{ cm}$ ).

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ).

$b_0$  : largeur de la nervure.

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur du plancher, elle est

prise entre :  $(0.4 \div 0.6) h_t$

$$\Rightarrow 0.8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

On prend :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$b$  : la largeur efficace de la dalle, elle est donné par la formule suivante :

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

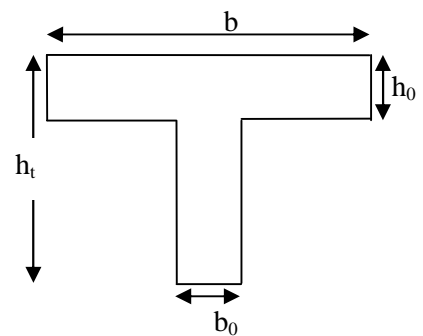


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle.

Tel que :

$L_X$  : représente la distance entre poutrelles ( $L_X = 55\text{cm}$ ).

$L_Y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $L_Y = 420\text{ cm}$ )

$$b \leq 2 \left[ \min \left( \frac{L_X}{2}, \frac{L_Y}{10} \right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \left[ \min \left( \frac{55}{2}, \frac{420}{10} \right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

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

#### II.2.4. Les voiles :

D'après l'article (7.7.1) du R.P.A99/version 2003, l'épaisseur des voiles doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

Tel que :

$h_e$  : la hauteur libre d'étage.

Dans notre cas, on a :

$$h_e = 2.88 - 0.20 = 2.68 \text{ m pour étage courant.}$$

$$h_e = 3.04 - 0.20 = 2.84 \text{ m pour R.D.C.}$$

$$e \geq \frac{268}{20} = 13.4\text{cm} \dots \dots \dots \text{Pour étage courant.}$$

$$e \geq \frac{284}{20} = 14.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Pour R.D.C.}$$

Soit :  $e = 20\text{cm}$

#### II.2.5. Les escaliers :

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

**Type 1** : escalier avec une seule volée à l'entrée du bloc au 1<sup>er</sup> étage.

**Type 2** : escalier balancé avec trois volées à partir du 2<sup>eme</sup> étage jusqu'au dernier étage.

- **Escalier type 1 :**

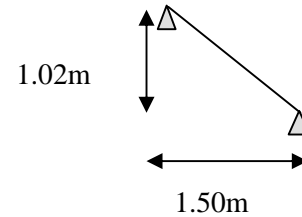
L'escalier a une seule volée d'une hauteur  $H=1.02m$  et d'une longueur  $l=1.50m$

➤ **Pour la volée :**

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1.02}{1.50}\right) = 34.21^\circ$$

$l_v$  étant la longueur de la volée.

$$l_v = \frac{1.50}{\cos 34.21} \Rightarrow l_v = 1.81m$$



Pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et la hauteur des contre marche ( $h$ ) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$g + 2h \approx 64cm$$

Tel que :

$H$  : la hauteur de la volée.

$n$  : nombre de contre marche.

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{l}{n-1} \end{cases}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm} \Rightarrow 2\left(\frac{H}{n}\right) + \left(\frac{l}{n-1}\right) = 64$$

$$\Rightarrow 2H(n-1) + ln \approx 0.64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.64n^2 - 4.18n + 2.04 = 0$$

Après la résolution de cette équation, on trouve : **n = 6** contres marches.

D'où:

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{6} = 17cm \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{1.50}{5} = 30cm \end{cases}$$

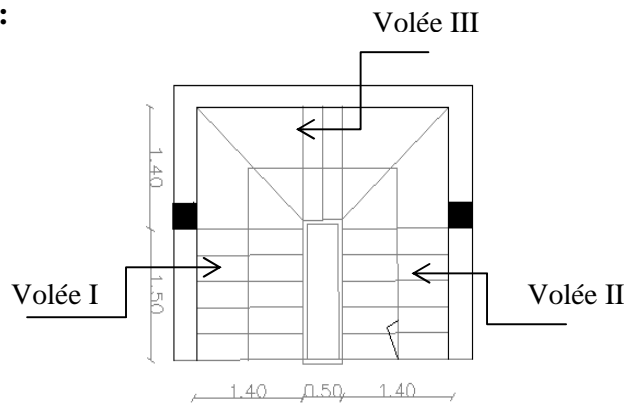
L'épaisseur de la paillasse « e » sera dimensionnée suivant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{l_v}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \\ e \geq 13 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où :  $6.03 \text{ cm} \leq e \leq 9.05 \text{ cm}$

On opte pour :  $e = 14 \text{ cm}$ .

- **Escalier type 2 :**



**Figure II.3.** Vue en plan de l'escalier type 2.

Le 2<sup>ème</sup> type d'escalier se compose de trois volées, dont la hauteur de chaque volée est

$H = 0.96 \text{ m}$ .

➤ **Pour les volées (I) et (II):**

$H = 0.96 \text{ m}$

$l = 1.5 \text{ m}$

$$\alpha = \text{arc tant} \left( \frac{0.96}{1.5} \right) = 32.61^\circ$$

$l_v$  étant la longueur de la volée

$$l_v = \frac{1.5}{\cos 32.61} \Rightarrow l_v = 1.78 \text{ m}$$

Pour le dimensionnement des marches (g) et la hauteur des contre marche (h) on utilise la

formule de **BLONDEL** :  $0.64n^2 - 6.34n + 3 = 0$

Après la résolution, on trouve :  $n = 6$  contres marches.

D'où:

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{0.96}{6} = 16cm \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{150}{5} = 30cm \end{cases}$$

➤ **Pour la volée (III) :**

$$n = \frac{96}{16} = 6$$

Le nombre de contre marches est de :  $n-1=5$

La volée se dimensionne comme une dalle pleine inclinée sur un seul appui, son épaisseur est déterminée suivant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \dots\dots\dots\text{condition de flèche} \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots\text{pour 2 heures de coupe feu} \\ e \geq 13cm \dots\dots\dots\text{isolation phonique} \end{cases}$$

$$\alpha = \arctan \frac{0.48}{1.40} = 18.92^\circ$$

$l_v$  étant la longueur de la volée.

$$l_v = \frac{1.4}{\cos 18.92} \Rightarrow l_v = 1.48m$$

$$\frac{1.48}{30} \leq e \leq \frac{1.48}{20} \Rightarrow 4.93cm \leq e \leq 7.40cm$$

On opte pour :  $e = 14 \text{ cm}$

### II.2.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

Dans notre cas on distingue deux types d'acrotères : l'acrotère de la terrasse accessible et l'acrotère de la terrasse inaccessible.

La figure suivante indique leurs dimensions :

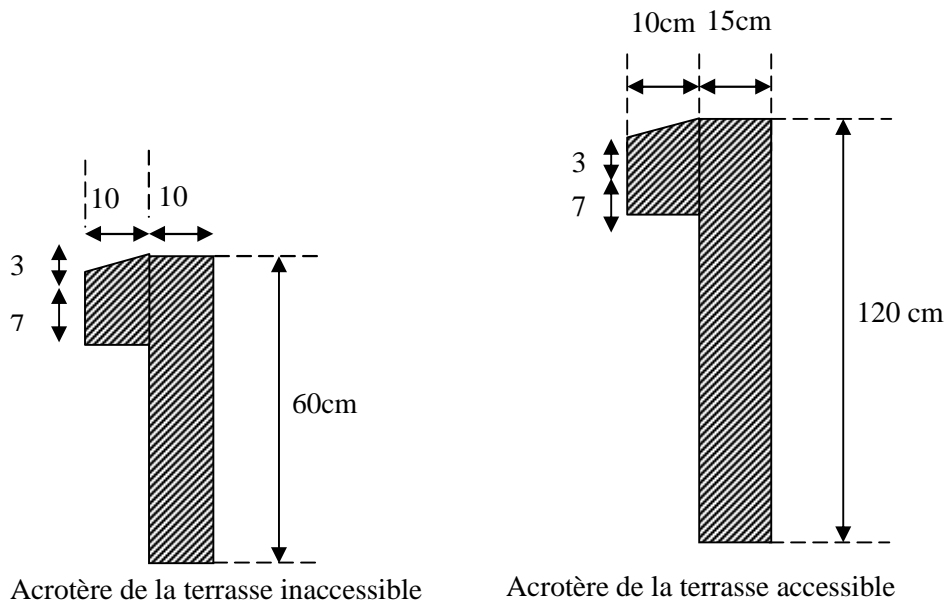


Figure II.4. Types d'acrotères.

### II.3.Evaluation des charges et surcharges :

#### II.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1.Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $KN/m^2$ )
Gravillon de protection	20	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux	14	0.20	2.8
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Forme de pente	22	0.065	1.43
<b>Total</b>	/	/	<b>G=5.82</b>
<b>Charge d'exploitation</b>	/	/	<b>Q=1</b>



**II.3.2. Plancher terrasse accessible :****Tableau II.2.** Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $KN/m^2$ )
Revêtement en carrelage	22	0.020	0.44
Mortier de pose	20	0.020	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Multicouche d'étanchéité	6	0.020	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux	14	0.20	2.80
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Forme de pente	22	0.065	1.43
<b>Total</b>	/	/	<b>G=6.10</b>
<b>Charge d'exploitation</b>	/	/	<b>Q=1.5</b>

**II.3.3. Plancher étage courant :****Tableau II.3.** Evaluation des charges dans le plancher étage courant.

Désignation des éléments	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $KN/m^2$ )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Cloisons de répartition	10	0.1	1
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en corps creux	14	0.20	2.8
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	<b>G=5.28</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>	/	/	<b>Q=1.5</b>

**II.3.4. Les balcons et dalles pleines :****Tableau II.4.** Evaluation des charges dans les balcons et dalles pleines.

Désignation des éléments	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $KN/m^2$ )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de Sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
<b>Total</b>	/	/	<b>G= 5.10</b>
<b>Charge d'exploitation dans les balcons</b>	/	/	<b>Q=3.5</b>
<b>Charges d'exploitation dans les dalles pleines</b>	/	/	<b>Q=1.5</b>

### II.3.5.Murs extérieurs : (Doubles parois en brique creuses)

Tableau II.5. Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
L'âme d'aire	0	0.05	0
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	1.5	0.01	0.015
<b>Total</b>	/	/	<b>G=2.66</b>

### II.3.6.Murs intérieurs :

Tableau II.6. Evaluation des charges des murs intérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	1.5	0.015	0.022
<b>Total</b>	/	/	<b>G=1.32</b>

### II.3.7.Les escaliers :

Tableau II.7.Evaluation des charges dans l'escalier type 1.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Escalier type 1		Escalier type 2	
		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36	0.02	0.36
Paillasse	25	0.14	3.5	0.14	3.5
Gardes corps	/	/	0.60	/	0.60
Marches	22	0.18/2	1.98	0.16/2	1.67
Enduit de ciment	20	0.02	0.40	0.02	0.40
<b>Total</b>	/	/	<b>G=7.68</b>	/	<b>G=7.37</b>
<b>Charge d'exploitation</b>	/	/	<b>Q=2.5</b>	/	<b>Q=2.5</b>

### II.3.8.L'acrotère :

- L'acrotère de la terrasse accessible :

$$G_{acr} = \rho_{bet} \times S_{acr} + G_{end.ext} + G_{e \tan}$$

Tel que:

$\rho_{bet}$  : Poids volumique du béton ( $KN/m^3$ ).

$S_{acr}$  : surface de l'acrotère.

$G_{end}$  : poids volumique de l'enduit.

$G_{etan}$  : poids volumique de l'étanchéité.

$$S_{acr} = 120 \times 15 + 10 \times 7 + 3 \times 5 = 0.1885 \text{ m}^2$$

$$G_{end.ext} = \rho_{end.ext} \times S_{acr} \times 1 = 20 \times 1.20 \times 0.02 \times 1 = 0.48 \text{ KN/ml}$$

$$G_{end.int} = \rho_{endui.int} \times S_{int.acr} = 20 \times 127.44 \times 0.02 = 0.509 \text{ KN/ml}$$

$$\rho_{bet} \times S_{acr} = 25 \times 0.1885 = 4.71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 5.70 \text{ KN/ml}$$

La charge d'exploitation à prendre pour une terrasse accessible est :  $Q=1 \text{ KN/ml}$ .

▪ **Acrotère de la terrasse inaccessible :**

$$G_{acr} = 25 \times 0.1135 + 20 \times 0.0154 + 20 \times 0.0140 + 6 \times 0.02 \times 0.5 \Rightarrow G_{acrotère} = 3.48 \text{ KN/ml}.$$

La charge d'exploitation à prendre pour une terrasse accessible est :  $Q=1 \text{ KN/ml}$ .

## II.4.Descente de charge :

La descente de charge se fera pour les poteaux P1, P2, et P3 représentés sur la figure II.1.

### II.4.1.Calcul des surfaces afférentes :

➤ **Surface afférente pour le poteau P1 (de rive) :**

**Plancher terrasse accessible :**

$S_G$  : surface afférente pour la charge permanente.

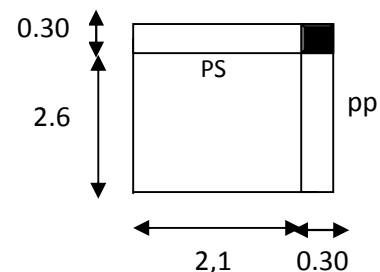
$S_Q$  : surface afférente pour la charge d'exploitation.

$S_{PP}$  : surface des poutres principales.

$S_{PS}$  : surface des poutres secondaires.

$$S_G = 2.1 \times 2.6 = 5.46 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.1 + 0.3) \times (2.6 + 0.3) = 6.96 \text{ m}^2$$



**Figure II.5.** Surface afférente pour le poteau P1.

$$S_{PP} = 0.3 \times 2.6 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$S_{PS} = 0.3 \times 2.1 = 0.63 \text{ m}^2$$

**Pour le plancher terrasse accessible:**

$$G_{\text{Plancher}} = 6.10 \times 5.46 \Rightarrow G_{\text{Plancher}} = 33.30 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \times 6.96 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 10.44 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.78 \times 0.45 \Rightarrow G_{PP} = 8.77 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.63 \times 0.40 = 6.30 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acroetre}} = 5.70 \times 5 = 28.5 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{acroetre}} = 1 \times 5 = 5 \text{ KN}$$

**Pour les étages courants:**

$$G_{\text{Plancher}} = 5.28 \times 5.46 \Rightarrow G_{\text{Plancher}} = 28.83 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \times (2.1 \times 2.6) = 8.19 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.78 \times 0.45 \Rightarrow G_{PP} = 8.77 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.63 \times 0.40 = 6.30 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cloisons}} = (2.6 + 2.1) \times 2.43 \times 2.66 = 30.37 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux:**

$$(55 \times 55) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 25 \times 0.55^2 \times 3.04 = 22.99 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour le R.D.C. } 1^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ étage.}$$

$$(50 \times 55) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 25 \times 0.5 \times 0.55 \times 2.88 = 19.8 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour } 3^{\text{eme}}, 4^{\text{eme}} \text{ étage.}$$

$$(50 \times 50) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 25 \times 0.50^2 \times 2.88 = 18 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour le } 5^{\text{eme}}, 6 \text{ étage.}$$

$$(45 \times 50) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 25 \times 0.45 \times 0.50 \times 2.88 = 16.2 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour le } 7^{\text{eme}}, 8^{\text{eme}} \text{ étage.}$$

$$(45 \times 45) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 25 \times 0.45^2 \times 2.88 = 14.58 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour le } 9^{\text{eme}}, 10^{\text{eme}} \text{ étage.}$$

▪ **La loi de dégression :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux, nous appliquons la loi de dégression des charges.

➤ **Enoncé de la loi de dégression :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectivement des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous la terrasse .....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1).....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

Etage 2 .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .

Etage 3.....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Etage 4.....  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

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

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :.....  $Q_0$

Sous dernier étage :.....  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :  $0.9 Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :  $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5 Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

▪ Pour le poteau P1 :

$$Q_0 = 10.44 + 5 = 15.44 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 1} \dots\dots\dots Q_0 + Q_1 = 10.44 + 15.44 = 25.88 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 2} \dots\dots\dots Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 35.28 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 3} \dots\dots\dots Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 43.63 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 4} \dots\dots\dots Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 50.94 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 5} \dots\dots\dots Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 57.20 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 6} \dots\dots\dots Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 62.42 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 7} \dots\dots\dots Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 67.33 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 8} \dots\dots\dots Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 73.07 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 9} \dots\dots\dots Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 77.45 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 10} \dots\dots\dots Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 141.35 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1, sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.8.** La descente de charge dans le poteau P1.

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse	33.30	15.44
	Poutres	15.07	
	Acrotère	28.50	
	Poteaux	14.58	
	Total	91.45	
N1	Venant de N0	91.45	25.88
	Plancher	28.83	
	Poteaux	14.58	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
Total	180.57		
N2	Venant de N1	180.57	35.28
	Plancher	28.83	
	Poteaux	16.20	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
Total	271.31		
N3	Venant de N2	271.31	43.63
	Plancher	28.83	
	Poteaux	16.20	

	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	362.05	
<b>N4</b>	Venant de N3	362.05	50.94
	Plancher	28.83	
	Poteaux	18	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	454.59	
<b>N5</b>	Venant de N4	454.59	57.2
	Plancher	28.83	
	Poteaux	18	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	547.13	
<b>N6</b>	Venant de N5	547.13	62.42
	Plancher	28.83	
	Poteaux	19.8	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	641.47	
<b>N7</b>	Venant de N6	641.47	67.33
	Plancher	28.83	
	Poteaux	19.80	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	735.82	
<b>N8</b>	Venant de N7	735.82	73.07
	Plancher	28.83	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	833.34	
<b>N9</b>	Venant de N8	833.34	77.45
	Plancher	28.83	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.07	
	Total	930.87	
<b>N10</b>	Venant de N9	930.87	141.35
	Plancher	28.83	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	30.64	
	Poutres	15.05	
	Total	1028.40	

- **L'effort normal ultime :**

$$Nu_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1028.40 + 1.5 \times 141.35 = 1600.36 \text{ KN.}$$

- **Descente de charge pour le poteau P2 (poteau central) :**

- **Surfaces afférentes :**

**Terrasse accessible :**

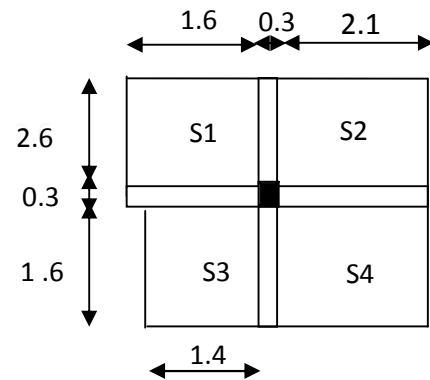
$$S_1 = 1.6 \times 2.6 = 4.16 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.1 \times 2.6 = 5.46 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.4 \times 1.6 = 2.24 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.6 \times 2.1 = 3.36 \text{ m}^2.$$

$$S_{G \text{ dalle}} = 15.22 \text{ m}^2.$$



**Figure II.6.** La surface afférente pour le poteau P2.

**Pour les poutres :**

$$S_{PP} = 0.3 \times 2.1 + 1.6 \times 0.3 \Rightarrow S_{PP} = 1.11 \text{ m}^2.$$

$$S_{PS} = 0.3 \times 2.6 + 1.6 \times 0.3 \Rightarrow S_{PS} = 1.26 \text{ m}^2.$$

**La surface afférente de la charge d'exploitation :**

$$S_Q = [2.1 + 0.3 + 1.6] \times [2.6 + 0.3 + 1.6] - (0.2 \times 1.6) \Rightarrow S_Q = 17.68 \text{ m}^2.$$

**Le poids de chaque élément :**

$$G_{dalle} = S_{Gdalle} \times G_{terrasse} = 15.22 \times 6.1 \Rightarrow G_{dalle} = 92.84 \text{ KN.}$$

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho_{\text{beton}} \times h_{PP} = [1.11 \times 25 \times 0.45] \Rightarrow G_{PP} = 12.49 \text{ KN.}$$

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho_{\text{beton}} \times h_{PS} = [1.26 \times 25 \times 0.40] \Rightarrow G_{PS} = 12.60 \text{ KN.}$$

$$Q_{dalle} = S_Q \times Q_{terrasse} = 17.68 \times 1.5 \Rightarrow Q_{dalle} = 26.52 \text{ KN.}$$

**Etages courants :**

- **Charges permanentes :**

$$G_{plancher} = 5.28 \times 15.22 = 80.36 \text{ KN.}$$



$G_{PP}=12.49 KN.$

$G_{PS}=12.60 KN.$

$G_{cloisons}=1.32[(1.6+2.1) \times 2.43+ (1.6+1.85+2.1+1.15) \times 2.68] \Rightarrow G_{cloisons}=35.57KN.$

▪ **Les charges d'exploitations:**

$Q_{plancher} = 1.5 (17.68 \times 0.3^2) \Rightarrow Q_{dalle} = 26.43 KN.$

• **1<sup>er</sup> étage :**

$S_{G\ plancher} = S_1 + S_2 = (1.4 \times 1.6 + 1.6 \times 2.1) \Rightarrow S_{G\ plancher} = 5.6 m^2.$

$S_Q = 5.6 + 0.3 \times 1.6 = 6.08 m^2.$

$S_{PP} = (1.6 + 2.1) \times 0.3 = 1.11 m^2.$

$S_{PS} = (1.6 \times 0.3) = 0.48 m^2.$

$S_{cloisons} = (1.6 + 2.1) \times 2.43 = 8.99 m^2.$

**Le poids de chaque élément:**

$G_{plancher} = 5.6 \times 5.28 \Rightarrow G_{plancher} = 29.57 KN.$

$G_{PP} = [1.11 \times 25 \times 0.45] \Rightarrow G_{PP} = 12.49 KN.$

$G_{PS} = [0.48 \times 25 \times 0.40] \Rightarrow G_{PS} = 4.80 KN.$

$G_{cloisons} = 2.66 \times 8.99 \Rightarrow G_{cloisons} = 23.65 KN.$

$Q_{plancher} = 5.6 \times 1.5 \Rightarrow Q_{plancher} = 8.40 KN.$

➤ **La loi de dégression pour le poteau P2 :**

Etage 0..... $Q_0 = 26.52 KN.$

Etage 1..... $Q_0 + Q_1 = 2 \times 26.52 = 53.04 KN.$

Etage 2..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 76.91 KN.$

Etage 3..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 98.12 KN.$

Etage 4..... $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 116.69 KN.$

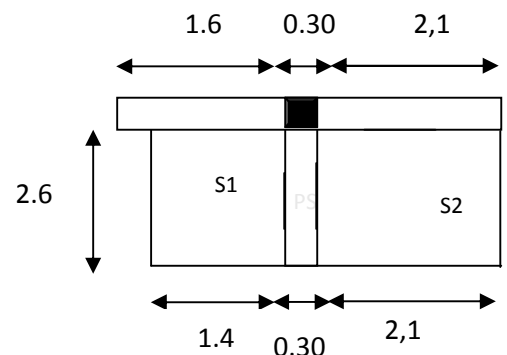


Figure II.7. Surface afférente du poteau P2 au 1<sup>er</sup> étage.

Etage5.....  $Q_0+0.8 (Q_1+ Q_2 + Q_3+Q_4+ Q_5) = 132.60 KN.$

Etage6.....  $Q_0+0.75 (Q_1+ Q_2 + Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6) = 145.86KN.$

Etage7.....  $Q_0+0.71 (Q_1+ Q_2 + Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7) = 158.32 KN.$

Etage8.....  $Q_0+0.69 (Q_1+ Q_2 + Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8) = 172.91 KN.$

Etage9.....  $Q_0+0.66 (Q_1+ Q_2 + Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9) = 184.05KN.$

Etage10.....  $Q_0+0.65 (Q_1+ Q_2 + Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+ Q_{10}) = 187.12 KN.$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P2, sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.9.** La descente de charge dans le poteau P2.

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse	92.84	26.52
	Poutres	25.09	
	Poteaux	14.58	
	Total	132.51	
N1	Venant de N0	132.51	53.04
	Plancher	80.36	
	Poteaux	14.58	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	288.11	
N2	Venant de N1	288.11	76.21
	Plancher	80.36	
	Poteaux	16.20	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	445.33	
N3	Venant de N2	445.33	98.12
	Plancher	80.36	
	Poteaux	16.20	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	602.55	
N4	Venant de N3	602.55	116.69
	Plancher	80.36	
	Poteaux	18	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	761.57	
N5	Venant de N4	761.57	132.60
	Plancher	80.36	
	Poteaux	18	

	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	920.59	
N6	Venant de N5	920.59	145.86
	Plancher	80.36	
	Poteaux	19.80	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	1081.41	
N7	Venant de N6	1081.41	158.32
	Plancher	80.36	
	Poteaux	19.80	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	1242.23	
N8	Venant de N7	1242.23	172.91
	Plancher	80.36	
	Poteaux	22.99	
	Murs intérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	1406.24	
N9	Venant de N8	1406.24	184.05
	Plancher	80.36	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	35.57	
	Poutres	25.09	
	Total	1570.25	
N10	Venant de N9	1570.25	187.12
	Plancher	29.57	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	23.65	
	Poutres	17.29	
	Total	1663.75	

▪ **L'effort normal ultime :**

$$Nu_2 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1663.75 + 1.5 \times 187.12 = 2526.74 \text{ KN.}$$

➤ **Descente de charge pour le poteau P3 (poteau de la cage d'escalier):**

• **Terrasse inaccessible :**

$$G_{\text{acrotère}} = 3.48 \times 4.85 \Rightarrow G_{\text{acrotère}} = 16.87 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{acrotère}} = 1 \times 4.85 \Rightarrow Q_{\text{acrotère}} = 4.85 \text{ KN.}$$

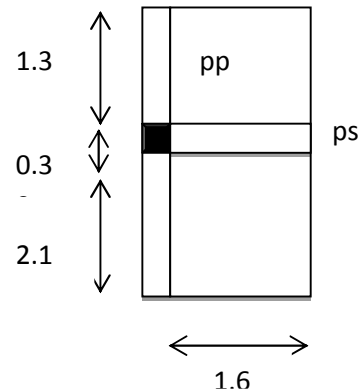
$$G_{\text{Plancher}} = 5.04 \times 5.82 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 29.33 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{PP}} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3.45 \Rightarrow G_{\text{PP}} = 11.64 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{PS}} = 3.2 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow G_{\text{PS}} = 9.60 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{totale}} = 68.45 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{totale}} = 4.85 \text{ KN.}$$



**Figure II.8.** Surface afférente du poteau P3 au plancher terrasse inaccessible.

• **Terrasse accessible:**

$L_{\text{ac acc}} = 1.35 \text{ m}$  : longueur de l'acrotère de la terrasse accessible.

$L_{\text{ac inac}} = 1.35 \text{ m}$  : longueur de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

$$S_{\text{escalier V(I)}} = 1.5 \times 1.35 = 2.02 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{escalier V(III)}} = 1.65 \times 1.6 = 2.64 \text{ m}^2.$$

Avec :  $S_{\text{escalier V(I)}}$ ,  $S_{\text{escalier V(III)}}$  : surfaces afférentes des volées (I) et (III) respectivement de l'escalier type (II).

$$S_{\text{palier}} = 0.6 \times 1.6 = 0.96 \text{ m}^2$$

La surface de la terrasse accessible est :

$$S_{\text{ter acc}} = 2.1 \times 1.35 \Rightarrow S_{\text{ter acc}} = 2.83 \text{ m}^2.$$

$$S_{Q_{\text{ter ac}}} = 2.83 \text{ m}^2.$$

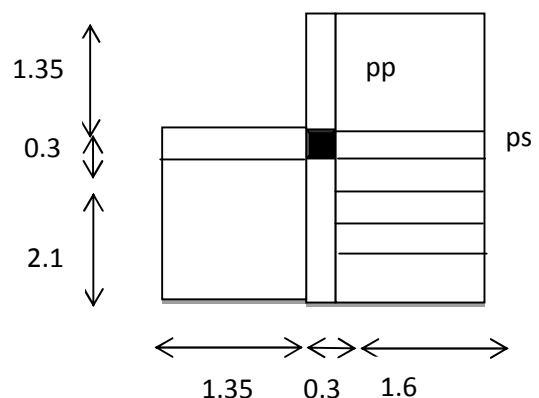
La surface de la terrasse inaccessible est :

$$S_{\text{ter inac}} = 1.35 \times 1.35 \Rightarrow S_{\text{ter inac}} = 1.82 \text{ m}^2.$$

**Surface des poutres :**

$$S_{\text{PP}} = 3.45 \times 0.3 \Rightarrow S_{\text{PP}} = 1.03 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{PS}} = 1.6 \times 0.3 \Rightarrow S_{\text{PS}} = 0.48 \text{ m}^2.$$



**Figure II.9.** Surface afférente du poteau P3 au plancher terrasse accessible et étages courants.

$$S_{\text{cloisons}} = (2.1+1.35) \times 2.43 + (1.6 \times 2.48) \Rightarrow S_{\text{cloisons}} = 12.35 \text{ m}^2.$$

- **Le poids revenant à chaque élément :**

$$G_{\text{ter acc}} = S_{\text{ter acc}} \times G_{\text{terr acc}} = 2.83 \times 6.10 \Rightarrow G_{\text{ter acc}} = 17.26 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{ter inacc}} = S_{\text{ter inacc}} \times G_{\text{terr acc}} = 1.82 \times 6.02 \Rightarrow G_{\text{ter inacc}} = 10.96 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{escalier V(I)}} = 2.02 \times 7.37 = 14.88 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{escalier V(III)}} = 2.64 \times 7.37 = 19.45 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{palier}} = 0.96 \times 5.10 = 4.90 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{PP}} = S_{\text{PP}} \times \rho_{\text{beton}} \times h_{\text{pp}} = 1.03 \times 25 \times 0.45 = 11.59 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{PS}} = S_{\text{PS}} \times \rho_{\text{beton}} \times h_{\text{PS}} = 0.48 \times 25 \times 0.40 = 4.80 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{cloisons}} = S_{\text{cloisons}} \times G_{\text{cloisons}} = 12.35 \times 2.66 = 32.85 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{acr terra acc}} = L \times G = 1.35 \times 5.70 = 7.69 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{acr terra inacc}} = L \times G = 1.35 \times 3.48 = 4.70 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{escalier}} = 14.05 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{acr terra acc}} = 1.35 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{acr terra inacc}} = 1.35 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{terr acc}} = 2.1 \times 1.35 \times 1.5 = 4.25 \text{ KN}.$$

- **Etage courant (1<sup>er</sup> à 10<sup>eme</sup> étage) :**

$$S_{\text{G Plancher}} = (1.35 \times 2.1) + (1.35 \times 1.35) = 4.66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{PP}} = (2.1 + 0.3 + 1.35) \times 0.30 = 1.12 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{PS}} = 1.35 \times 0.30 = 0.40 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{G escalier V (I)}} = 2.02 \text{ m}^2.$$

$$S_{G \text{ escalier}} V(\text{III}) = 1.65 \times 1.6 = 2.64 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{Palier}} = 0.96 \text{ m}^2.$$

$$S_{Q \text{ escalier}} = 5.62 \text{ m}^2.$$

$$S_{Q \text{ plancher}} = 5.06 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{cloisons}} = (2.1+1.35) \times 2.43 + (1.6+1.35) \times 2.68 \Rightarrow S_{\text{cloisons}} = 16.29 \text{ m}^2.$$

- **Le poids de chaque élément :**

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho_{\text{beton}} \times h_{PP} = 1.12 \times 25 \times 0.45 = 12.60 \text{ KN}.$$

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho_{\text{beton}} \times h_{PS} = 0.40 \times 25 \times 0.40 = 4 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{cloisons}} = S_{\text{cloisons}} \times G_{\text{cloisons}} = 16.29 \times 2.66 = 43.33 \text{ KN}.$$

$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{plancher}} \times G_{\text{plancher}} = 4.66 \times 5.28 = 24.60 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{escalier}} = 5.62 \times 2.5 = 14.05 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \times 5.06 = 7.59 \text{ KN}.$$

- **R.D.C :**

$$S_{\text{Plancher}} = 2.1 \times 1.35 = 2.83 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{palier}} = 0.6 \times 1.6 = 0.96 \text{ m}^2.$$

$$S_{Q \text{ palier}} = 0.6 \times 1.6 = 4.91 \text{ m}^2.$$

$$S_{Q \text{ plancher}} = 2.83 \text{ m}^2.$$

$$S_{PP} = (2.1+0.85+0.3) \times 0.30 = 0.97 \text{ m}^2.$$

$$S_{PS} = 1.35 \times 0.30 = 0.40 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{cloisons}} = (2.1+0.85) \times 2.43 = 7.16 \text{ m}^2.$$

- **Le poids de chaque élément :**

$$G_{PP} = S_{PP} \times G_{PP} = 25 \times 0.97 \times 0.45 = 10.91 \text{ KN.}$$

$$G_{PS} = S_{PS} \times G_{PS} = 25 \times 0.40 \times 0.40 = 4 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{plancher}} \times G_{\text{plancher}} = 2.83 \times 5.28 = 14.94 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{palier}} = 0.96 \times 5.10 = 4.90 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{cloisons}} = 7.16 \times 2.66 = 19.04 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \times 4.91 = 7.36 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 0.96 = 2.4 \text{ KN.}$$

**La loi de dégression pour le poteau P3 :**

$$\text{Etage 0} \dots\dots\dots Q_0 = 4.85 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 1} \dots\dots\dots Q_0 + Q_1 = 4.85 + 21 = 25.85 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 2} \dots\dots\dots Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 44.75 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 3} \dots\dots\dots Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61.55 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 4} \dots\dots\dots Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 76.25 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 5} \dots\dots\dots Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 88.85 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 6} \dots\dots\dots Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 99.35 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 7} \dots\dots\dots Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 109.22 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 8} \dots\dots\dots Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 120.77 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 9} \dots\dots\dots Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 129.59 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 10} \dots\dots\dots Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 141.35 \text{ KN.}$$

$$\text{Etage 11} \dots\dots\dots Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 145.50 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P3, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. La descente de charge dans le poteau P3.

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	30.34	4.85
	Acrotère	16.87	
	Poutres	21.24	
	Poteaux	14.58	
	Total	83.03	
N1	Venant de N0	83.03	25.85
	Plancher terrasse accessible	17.26	
	Plancher terrasse inaccessible	10.96	
	Murs extérieurs	32.85	
	Poutres	16.39	
	Poteaux	14.58	
	Acrotère	12.39	
Total	187.46		
N2	Venant de N1	187.46	44.75
	Plancher	24.60	
	Poteaux	14.58	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	14.60	
	Escalier	42.32	
	Total	328.89	
N3	Venant de N2	328.89	61.55
	Plancher	24.60	
	Poteaux	16.20	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	471.94	
N4	Venant de N3	471.94	76.25
	Plancher	24.60	
	Poteaux	16.20	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	614.99	
N5	Venant de N4	614.99	88.85
	Plancher	24.60	
	Poteaux	16.20	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	759.84	
N6	Venant de N5	759.84	99.35
	Plancher	24.60	
	Poteaux	18	



	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	904.69	
N7	Venant de N6	904.69	109.22
	Plancher	24.60	
	Poteaux	19.80	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	1051.34	
N8	Venant de N7	1051.34	120.77
	Plancher	24.60	
	Poteaux	19.80	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	1197.99	
N9	Venant de N8	1197.99	129.59
	Plancher	24.60	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	1347.83	
N10	Venant de N9	1347.83	141.35
	Plancher	24.60	
	Poteaux	22.99	
	Murs extérieurs	43.33	
	Poutres	16.60	
	Escalier	42.32	
	Total	1497.67	
N11	Venant de N10	1497.67	145.50
	Plancher	14.94	
	Poteaux	7.71	
	Murs extérieurs	19.04	
	Poutres	14.91	
	Palier	4.90	
	Total	1559.17	

▪ L'effort ultime :

$$Nu_3 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1559.17 + 1.5 \times 145.50 = 2323.12 \text{ KN.}$$

## II.5.Vérification des poteaux :

### ➤ Vérification à la compression simple :

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que le poteau P2 qui est le plus sollicité sous charges verticales.

Selon le C.B.A (article B.8.11), l'effort  $N_{U2}$  doit être majoré de 10% tel que.

$$\text{Donc : } N_{U2}^* = 1.1 \times 2526.74 = 2779.41 \text{ KN.}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{U2}}{B} < 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

B : section du béton.

Pour le poteau du R.D.C. on a :

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.30 \text{ m}^2.$$

$$B \geq \frac{N_{U2}}{0.6 f_{c28}} \Rightarrow \frac{2779.41}{0.6 \times 25} = 0.18 \text{ m}^2$$

$$B = 0.30 \text{ m}^2 > 0.18 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux : **Tableau**

### II.11. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu*(KN)	Sections (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	B <sub>calculée</sub> (m <sup>2</sup> )	Observation
<b>R.D.C</b>	2779.41	0.55×0.55	0.30	0.18	<b>Vérifiée</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	2635.50	0.55×0.55	0.30	0.17	<b>Vérifiée</b>
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	2373.56	0.55×0.55	0.30	0.15	<b>Vérifiée</b>
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	2105.93	0.50×0.55	0.27	0.14	<b>Vérifiée</b>
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	1846.55	0.50×0.55	0.27	0.12	<b>Vérifiée</b>
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	1585.85	0.50×0.50	0.25	0.10	<b>Vérifiée</b>
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	1323.30	0.50×0.50	0.25	0.08	<b>Vérifiée</b>
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	1056.68	0.45×0.50	0.22	0.07	<b>Vérifiée</b>
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	788.21	0.45×0.50	0.22	0.05	<b>Vérifiée</b>
<b>9<sup>eme</sup> étage</b>	515.35	0.45×0.45	0.20	0.03	<b>Vérifiée</b>
<b>10<sup>eme</sup> étage</b>	240.52	0.45×0.45	0.20	0.01	<b>Vérifiée</b>

➤ **Vérification au flambement (stabilité de forme) :**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états de déformation.

On doit vérifier que :

$$Nu \leq \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression.

$B_r$  : Section réduite du béton.

$$B_r = (b-2) \times (h-2)$$

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers.

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Tel que :

$l_f$  : Longueur de flambement :  $l_f = 0.7l_0$

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  ;  $I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

- **Vérification du poteau de RDC :**

$$L_f = 0.7 \times 3.04 = 2.13 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.30 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.55 - 0.02)^2 = 0.28 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h}{12} = \frac{0.55^4}{12} = 7.62 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.30}} = 0.15 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.12}{0.15} = 14.13 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{14.13}{35} \right)^2} = 0.82$$

On admet que :  $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$  D'après le **BAEL91** on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{Nu^*}{\alpha \times \left[ \frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2779.41 \times 10^{-3}}{0.832 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.15 \text{ m}^2$$

$B_r = 0.30 \text{ m}^2 > B_r \text{ calculée} = 0.15 \text{ m}^2$  .....condition vérifiée.

Donc, le poteau ne risque pas de se flamber.

Les résultats de la vérification des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.12.** Vérification des poteaux au flambement.

Poteaux	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	Nu* (KN)	Br (m <sup>2</sup> )	Br <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> )	Observation
								Br > Br <sub>calculé</sub>
RDC	3.04	2.12	14.13	0.82	2779.41	0.28	0.15	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	2.88	2.01	13.40	0.82	2635.50	0.28	0.14	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	13.40	0.82	2373.56	0.28	0.13	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	12.56	0.82	2105.93	0.25	0.11	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	12.56	0.82	1846.55	0.25	0.10	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	14.35	0.82	1585.85	0.23	0.08	vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	14.35	0.82	1323.30	0.23	0.07	vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	14.35	0.82	1056.68	0.20	0.05	vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	14.35	0.82	788.21	0.20	0.04	vérifiée
9 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	15.46	0.81	515.35	0.18	0.02	vérifiée
10 <sup>eme</sup> étage	2.88	2.01	15.46	0.81	240.52	0.18	0.01	vérifiée

• **Vérification des conditions du R.P.A :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les dimensions qu'on a adoptées vérifient les conditions du RPA.

➤ **Vérification de l'effort normale réduit :**

Il est exigé de vérifier l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela en vérifiant la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Les résultats de la vérification de l'effort normal réduit sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.13.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	N* (KN)	B (m <sup>2</sup> )	N <sub>rd</sub>	Observation
RDC	2779.41	0.30	0.37	Condition non vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	2635.50	0.30	0.35	Condition non vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	2373.56	0.30	0.31	Condition non vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	2105.93	0.27	0.28	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	1846.55	0.27	0.24	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	1585.85	0.25	0.21	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	1323.30	0.25	0.17	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	1056.68	0.22	0.14	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	788.21	0.22	0.10	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> étage	515.35	0.20	0.06	Vérifiée
10 <sup>eme</sup> étage	240.52	0.20	0.03	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifié au niveau de réez de chaussée, au 1<sup>er</sup>, et au 2<sup>eme</sup> étage alors il faut redimensionner la section des poteaux de chaque niveau.

Pour une section de  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ , on a :

$$B = 0.36 \text{ m}^2$$

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} = \frac{2779.41}{0.36 \times 25} = 0.30$$

L'effort normal réduit est vérifié.

Les sections des poteaux adoptées sont citées ci après.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons adopté les sections des éléments constituant l'ossature de notre bâtiment comme suit :

- Les planchers :.....plancher en corps creux (16+4) *cm*.
- Poutres principales ..... (30x45) *cm*<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires ..... (30x40) *cm*<sup>2</sup>.
- R.D.C, 1<sup>er</sup>, étage ..... poteaux (60x60) *cm*<sup>2</sup>.
- 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage ..... poteaux (55x60) *cm*<sup>2</sup>.
- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage ..... poteaux (55x55) *cm*<sup>2</sup>.
- 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage ..... poteaux (50x55) *cm*<sup>2</sup>.
- 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> étage ..... poteaux (50x50) *cm*<sup>2</sup>.
- 10<sup>eme</sup> étage ..... poteaux (45x45) *cm*<sup>2</sup>.

**Chapitre III :**  
**Etude des éléments**  
**secondaires**



**III.1.Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne rentrent pas dans le contreventement ; ni au moins leur calcul doit se faire suivant les recommandations préconisées par les différents règlements en vigueur.

**III.2.Etude des planchers :**

**III.2.1.Plancher à corps creux :**

➤ **Etude des poutrelles :**

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

➤ **Différents types de poutrelles :**

Dans notre projet, on a plusieurs types de poutrelles à étudiées, elles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.1 : Différent types de poutrelles.**

Type de poutrelle	Schéma statique des poutrelles	
<b>Terrasse accessible et étages courants</b>	Type N°1	
	Type N°2	
	Type N°3	
	Type N°4	
	Type N°5	
	Type N°6	
	Type N°7	
	Type N°8	

➤ **Méthodes de calcul :**

Pour le calcul des sollicitations dans les différentes poutrelles, on applique deux méthodes qui sont :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

• **Méthode forfaitaire :**

Pour déterminer les moments en appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

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

• **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $q$ , et soit

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ Coefficient traduisant l'importance de } \frac{Q}{Q+G}$$

• **Evaluation des moments :**

▪ **Moments aux appuis rive :**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \quad \text{Tel que : } M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$ , avec  $n = \text{nombre de travées d'une poutre}$ .

▪ **Moments aux appuis intermédiaires :**

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} -0.6 M_0 \quad \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5 M_0 \quad \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ -0.4 M_0 \quad \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$$

Avec :

$M_0 = \frac{ql_i^2}{8}$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée

isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré, tel que :

▪ **Moments en travée :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \end{array} \right. \dots\dots\dots (2)$$

Tel que :

$M_t$  : est le maximum entre (1) et (2).

$M_0$  : moment isostatique de la travée considérée.

• **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M) :

$$V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + \frac{Md - Mg}{li}$$

• **Méthode de Caquot :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharges élevées, mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharges modérées lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Evaluation des moments :**

- **Moments aux appuis ( $M_i$ ) :**

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

$l'_d$  et  $l'_g$  : longueurs fictives.  
 $q_g, q_d$  : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l' = 0,8 l$  : travée intermédiaire.  
 $l' = l$  : travée de rive.

- **Moment en travée ( $M_t$ ) :**

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

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -qx + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g + M_d}{ql}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(x)$$

- **L'effort tranchant :**

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

Avec :

$M_d, M_g$  : Moments en appuis de droite et de gauche de la travée considérée.

$l$  : portée de la travée.

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q.$$

$$p_u = q_u \times 0.65.$$

**A l'ELS :**

$$q_s = G + Q.$$

$$p_s = q_s \times 0.65.$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

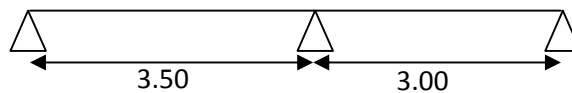
**Tableau III.2 : Charges revenant aux poutrelles.**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (KN/m <sup>2</sup> )	pu (KN/m)	qs (KN/m <sup>2</sup> )	ps (KN/m)
Terrasse inaccessible	5.82	1	9.35	6.08	6.82	4.43
Terrasse accessible	6.10	1.5	10.48	6.81	7.6	4.94
Étage courant	5.28	1.5	9.38	6.10	6.78	4.41

• **Calcul des sollicitations dans les poutrelles :**

Pour déterminer les sollicitations dans les différents types de poutrelles, nous allons exposer deux exemples illustratifs des deux méthodes citées précédemment.

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle type N°2 (plancher terrasse accessible) :**



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$

$Q = 1.5KN/m^2 < (2 \times 6.10 = 12.20 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$ .....condition vérifiée.

2) Fissuration peut nuisible.....condition vérifiée.

3) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.....condition vérifiée.

4)  $0.8 \leq \frac{3.50}{3.00} = 1.16 \leq 1.25$ .....condition vérifiée.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc on adopte cette méthode pour le calcul des sollicitations dans la poutrelle de type N°2.

- **Moment isostatique : ( $M_0$ )**

À l'ELU :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6.81 \times 3.5^2}{8} = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6.81 \times 3^2}{8} = 7.66 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4.94 \times 3.5^2}{8} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_s \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4.94 \times 3^2}{8} = 5.56 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

À l'LEU :

- **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissurations, d'où :

$$M_A = M_C = -0.15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times (10.43, 7.66) = -1.56 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times (10.43, 7.66) = -6.26 \text{ KNm}$$

À l'ELS :

- **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_A = M_C = -0.15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.15 \times (7.56, 5.56) = -1.13 \text{ KNm}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times (7.56, 5.56) = -4.53 \text{ KNm}$$

▪ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.10} = 0.197$$

**Travée A-B :**

**À l'ELU:**

C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :  $M_d = -6.26 \text{ KNm}$

$$M_g = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.197 = 1.06$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.197}{2} = 0.63$$

$$\max[(1 + 1.03\alpha), 1.05] M_0 = \max(1.06, 1.05) M_0 = 1.06 M_0$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0 + 6.26}{2} \geq 1.06 \times 10.43 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.197}{2} \times 10.43 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 7.92 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 6.56 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.92, 6.56) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.92 \text{ KN/m}$$

**À l'ELS :**

$$M_B = -0.6 \times 7.56 = 4.54 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0 + 4.53}{2} \geq 1.06 \times 7.56 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.197}{2} \times 7.56 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5.75 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 4.76 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(5.75, 4.76) = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.75 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :****À l'ELU :**

C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05] M_0 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_d = 0 \text{ KNm}$$

$$M_g = -6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{6.26}{2} \geq 1.06 \times 7.66 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.197}{2} \times 7.66 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 4.99 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 4.82 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$



$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.99, 4.82) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.99 \text{ KN.m}$$

**À l'ELS :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.53}{2} \geq 1.06 \times 5.56 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.197}{2} \times 5.56 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 3.62 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 3.50 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(3.62, 3.50) = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

**La travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = V_0 = \frac{q_U \times l_{AB}}{2} = 11.92 \text{ KN.} \\ V_B = -1.15V_0 = -1.15 \frac{q_U \times l_{AB}}{2} = -13.71 \text{ KN} \end{cases}$$

**La travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = 1.15V_0 = 1.15 \frac{q_U \times l_{BC}}{2} = 11.74 \text{ KN} \\ V_C = V_0 = -\frac{q_U \times l_{BC}}{2} = -10.21 \text{ KN.} \end{cases}$$

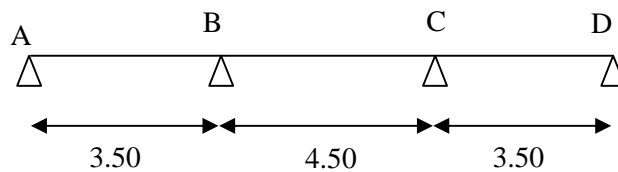
**Tableau III.3.** Sollicitations à l'E.L.U de la poutrelle type N° 2 (plancher terrasse accessible).

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.50	6.81	10.43	1.56	6.26	7.92	11.92	13.71
B-C	3.00	6.81	7.68	6.26	1.15	4.99	11.74	10.21

**Tableau III.4.** Sollicitations à l'E.L.S de la poutrelle type N°2 (plancher terrasse accessible).

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.50	4.94	7.56	1.13	4.54	5.75	8.64	9.94
B-C	3.00	4.94	5.56	4.54	0.83	3.62	8.52	7.41

▪ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle type N°5 (plancher étage courant) :**



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$

$Q = 1.5KN/m^2 \leq (2 \times 5.28 = 10.56 KN/m^2, 5 KN/m^2)$ .....condition vérifiée.

2) le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.....condition vérifiée.

3) fissuration peu nuisible.....condition vérifiée.

4)  $\frac{3.50}{4.50} = 0.77 \notin [0.8, 1.25]$ .....condition n'est pas vérifiée.

Etant donné que la 4<sup>ème</sup> condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de CAQUOT, basée sur la théorie générale des poutres continues avec modification de coefficient numérique, en plus de l'utilisation des longueurs fictives.

• **Moments aux appuis :**

**A l'E.L.U :**

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 5.28 = 3.52KN/m^2$$

$$q_u = 1.35 G' + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.52 + 1.5 \times 1.5 = 7.00KN/m^2$$

$$P_u = 0.65 \times 7.00 = 4.55 KN/m$$

$$M_A = M_D = 0 KN.m \quad (\text{appuis de rive}).$$

Pour le ferrailage on utilise les valeurs suivantes de  $M_A$  et  $M_D$  :

$$M_A = M_D = -0.15 M_0 = -0.15 \times 6.96 = -1.04 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$M_B = -\frac{4.55 \times (3.50)^3 + 4.55 \times (3.60)^3}{8,5 \times (3.50 + 3.60)} = -6.75 \text{ KNm}$$

$$M_C = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$M_C = -\frac{4.55 \times (3.60)^3 + 4.55 \times (3.50)^3}{8,5 \times (3.60 + 3.50)} = -6.75 \text{ KNm}$$

**A L'ELS :**

$$q_s = G' + Q = 3.52 + 1.5 = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 0.65 \times 5.02 = 3.26 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m} \quad (\text{appuis de rive}).$$

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$M_B = -\frac{3.26 \times (3.50)^3 + 3.26 \times (3.6)^3}{8,5 \times (3.5 + 3.6)} = -4.84 \text{ KNm}$$

$$M_C = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$M_C = -\frac{3.26 \times (3.6)^3 + 3.26(3.5)^3}{8,5 \times (3.60 + 3.50)} = -4.84 \text{ KNm}$$

➤ **Evaluation des moments en travées :**

**A L'ELU :**

$$p_u = 4.55 \text{ KN/m}$$

**La travée AB :**

$$x = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q \cdot l_{AB}}$$

$$x = \frac{3.5}{2} - \frac{0 + 6.75}{3.5}$$

$$x = 1.43 \text{ m}$$

$$M_{tAB}(1.43) = 6.26 \text{ KN.m}$$

**La travée BC :**

$$x = \frac{4.5}{2} - \frac{(-7.46) - (-7.46)}{6.81 \times 4.5} = 2.25 \text{ m}$$

$$M_{tBC}(2.25) = 8.60 \text{ KN.m}$$

**La travée CD :**

$$x = 2.06 \text{ m}$$

$$M_{tCD}(1.43) = 6.26 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS:**

$$p_s = 3.26 \text{ KN/m}$$

**La travée AB :**

$$x = 1.43 \text{ m}$$

$$M_{tab}(1.43) = 4.54 \text{ KN.m}$$

**La travée BC :**

$$x = 2.25 \text{ m.}$$

$$M_{tBC}(2.25) = 6.31 \text{ KN.m}$$

**La travée CD :**

$$x = 2.06 \text{ m}$$

$$M_{tCD}(2.06) = 4.54 \text{ KN.m}$$

**➤ Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}, \text{ Tel que : } V_0 = \frac{P_u l}{2}$$

**La travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.10 \times 3.50}{2} - \frac{0 + 6.75}{3.50} = 8.75 \text{ KN} \\ V_B = 8.74 - (6.10 \times 3.50) = -12.60 \text{ KN} \end{cases}$$

**La travée BC:**

$$\begin{cases} V_B = \frac{6.10 \times 4.50}{2} - \frac{-6.75 + 6.75}{3.50} = 13.72 \text{ KN} \\ V_C = 13.72 - (6.10 \times 4.50) = -13.72 \text{ KN} \end{cases}$$

**La travée CD:**

$$\begin{cases} V_C = \frac{6.10 \times 3.50}{2} - \frac{-6.75}{3.50} = 12.60 \text{ KN} \\ V_D = 2.60 - (6.10 \times 3.50) = -8.75 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'E.L.U de la poutrelle type N° 5 (plancher étage courant).

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	3.50	4.55	6.97	-1.04	-6.75	6.26	8.75	-12.60
<b>B-C</b>	4.50	4.55	11.52	-6.75	-6.75	8.60	13.72	-13.72
<b>C-D</b>	3.50	4.55	6.97	-6.75	-1.04	6.26	12.60	-8.75

**Tableau III.6.** Sollicitations à l'E.L.S de la poutrelle type N° 5 (plancher étage courant).

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	3.50	3.26	4.99	0.75	4.84	4.54	6.33	-9.10
<b>B-C</b>	4.50	3.26	8.25	4.84	4.84	6.31	9.92	-9.92
<b>C-D</b>	3.50	3.26	4.99	4.84	0.75	4.54	9.10	-6.33

Les résultats de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'E.L.U et à l'E.L.S sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III.7. Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'E.L.U.

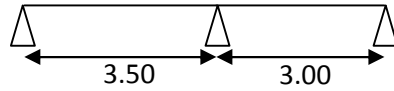
Type de poutrelle		$M_{tmax}$ (KN.m)	$M_a max$ (KN.m)	$M_a rive max$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)
Plancher terrasse accessible	Type N°1	9.65	1.15	-1.15	10.22
	Type N°2	7.92	-6.26	-1.56	13.71
	Type N°3	8.71	6.32	-0.87	14.32
	Type N°4	4.37	-3.47	-0.80	10.19
	Type N°5	9.79	-7.46	-1.15	15.33
Plancher étages courants	Type N°1	6.86	-1.03	-1.03	9.14
	Type N°2	7.15	5.60	-1.40	8.87
	Type N°3	7.77	5.72	-0.79	12.82
	Type N°4	3.95	3.09	-0.77	9.11
	Type N°5	8.60	-6.75	-1.04	13.72
	Type N°6	9.34	1.40	-1.40	10.67
	Type N°7	11.27	8.97	-1.73	15.71
	Type N°8	8.29	-5.82	-1.23	13.11

Tableau III.8. Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'E.L.S.

Type de poutrelle		$M_{tmax}$ (KN.m)	$M_a max$ (KN.m)	$M_a rive max$ (KN.m)
Plancher terrasse accessible	Type N°1	6.86	0.83	-0.83
	Type N°2	7.75	-1.13	-4.53
	Type N°3	6.33	-4.55	-0.63
	Type N°4	2.90	-2.77	0.45
	Type N°5	7.14	-5.37	-0.83
Planchers étages courants	Type N°1	4.96	-0.74	-0.74
	Type N°2	5.17	4.05	1.012
	Type N°3	5.63	-4.10	-0.56
	Type N°4	2.85	2.23	-0.52
	Type N°5	6.31	-4.84	-0.74
	Type N°6	6.75	-1.01	-1.01
	Type N°7	8.17	-6.43	-1.24
	Type N°8	8.01	-4.17	-0.88

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

- **Poutrelle type N°2 (terrasse accessible):**



Moment en travée :  $M_t^{\max} = 7.92 \text{ KN.m}$

Moment en appui intermédiaire :  $M_{\text{appui}}^{\max} = 6.26 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max :  $V^{\max} = 13.71 \text{ KN}$

Moment en appui de rive :  $M_{\text{rive}}^{\max} = -1.56 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de  $M_{tu}$ :**

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.92 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée, donc l'axe neutre passe par la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

- **Calcul des armatures :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{7.92 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.026 < 0.186$$

On a:

$$\mu_l = 0.8\alpha_l (1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

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

$$A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $A_s$  :**

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{z \times f_{st}}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.033)$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.92 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.286 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} \leq A_s$ .....condition n'est pas vérifiée.

Donc, on ferraille avec  $A_{\min}$ .

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .

**En appuis :**

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 6.26 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

Le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.26 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.136$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$



$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}) = 0.183$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.183) = 0.167 \text{ m}$$

$$A_{app}^{int} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.26 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{calculé} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculée}$  .....condition vérifiée.

On choisit  $A = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

**Appui de rive :**

$$M_a^{rive} = -1.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.005$$

$$\mu_{bU} = 0.005 < \mu_i = 0.3912.$$

$$\mu_{bU} = 0.005 < 0.186.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.0062$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0062) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{calculé} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} < A_{rive}$  .....condition vérifiée.

On choisit :  $A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2$

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

$$V^{\max} = 13.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.76 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min [\Phi_t^{\min} ; h/35 ; b_0/10] \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier  $\Phi 6$

$$A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \dots\dots\dots(1) \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots(2) \\ St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Flexion simple  
 Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$   
 Pas de reprise de bétonnage

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

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ St \leq 23.6 \text{ cm} \dots\dots\dots(2) \\ St \leq 27.26 \text{ cm} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Soit: **St = 15 cm**

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

▪ **Appui de rive :**

**Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = 13.71 \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$A_l = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.39 \text{ cm}^2$ .....vérifiée.

➤ **Vérification de la bielle :**

$V_u < 0.267 \times a \times b_0 \times f_{t28}$  Avec :

$a < 0.9 \times d = 16.2$

$a = 16 \text{ cm}$

$V_u = 13.76 \text{ KN} < 0.267 \times 0.1 \times 25 \times 0.16 \times 10^3 = 106.8 \text{ KN}$ .....vérifiée.

▪ **Appui intermédiaire :**

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ )

➤ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.188} = 0.45 \text{ MPa}$$

$\sum U = 0.188 \text{ m}$ .

$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

• **Vérification de la poutrelle à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$M_t^{\max} = 5.74 \text{ KNm}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.24 \times 10^{-5}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

**Calcul de y :**

$$b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0 \Rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1), on aura :  $y = 4.1 \text{ cm}$ .

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8.33 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.74 \times 10^{-3}}{8.33 \times 10^{-5}} \times 0.041 = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

**En appui intermédiaire :**

$$M_{ser} = 4.54 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.9 \times 10^{-4}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

**Calcul de y :**

$$b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0 \Rightarrow 65y^2 + 47.1y - 847.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y=3.27cm$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 5.86 \ 103 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.54 \times 10^{-3}}{5.86 \times 10^{-5}} \times 0.0327 = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

• **Evaluation de la flèche**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tel que :

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

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

▪ **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

▪ **Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

▪ **Inerties fictives (If) :**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

▪ **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.10 = 3.96 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.10 + 1.5) = 4.94 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 3.50^2}{8} = 2.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.96 \times 3.50^2}{8} = 4.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.94 \times 3.50^2}{8} = 5.67 \text{ KN.m}$$

▪ **Propriété de la section :**

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 45598.93 \text{ cm}^4$$

$$I = 8.33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

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

$$y = 0.041 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.0131} = 3.25 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.25 = 1.3$$

Tableau III.9. Résultats de calcul.

$\sigma_{sj}$ (MPa)	$\sigma_{sg}$ (MPa)	$\sigma_{sp}$ (MPa)	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{f_{ig}}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{f_{gv}}$ (cm <sup>4</sup> )
52.31	113.636	141.92	0.24	0.54	0.61	28179.114	18206.47	16817.710	29470.518

- Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{2.09 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 32164.2 \times 28179.114 \times 10^{-8}} = 0.28 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{4.54 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 32164.2 \times 18206.47 \times 10^{-8}} = 0.95 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{5.67 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 32164.2 \times 16817.71 \times 10^{-8}} = 1.28 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{5.67 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 10721.4 \times 29470.518 \times 10^{-8}} = 2.20 \times 10^{-3} m .$$

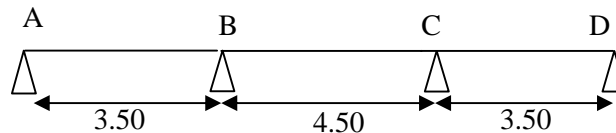
- La flèche totale  $\Delta f$  :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (2.20 - 0.28 + 1.28 - 0.95)10^{-3} = 2.25 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.225 cm < f_{adm} = 0.70 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

- Poutrelle type N°5 plancher étage courant:



Moment en travée :  $M_{trav}^{\max} = 8.68 KN.m$

Moment en appui intermédiaire :  $M_{appui}^{\max} = - 6.75 KN.m$

L'effort tranchant :  $V^{\max} = 13.72 KN$



Moment en appui de rive :  $M_{rive}^{\max} = -0.15 \times M_0 = -1.04 \text{ KN.m}$

**Calcul de  $M_{tu}$  :**

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.68 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée, donc l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

**Calcul des armatures :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{8.68 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.029 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a:

$$\mu_l = 0.392$$

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

**Calcul de  $A_s$  :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.037$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.037) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tU}}{Z \times f_{st}} = \frac{8.68 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = A_s$ .....vérifiée.

Donc, On ferraille avec  $A_s$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

**Aux appuis :**

- **Appuis intermédiaires :**

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

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 6.75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{6.75 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.147$$

$$\mu_{bu} = 0.147 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.147}) = 0.199$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.199) = 0.166 \text{ m}$$

$$A_{\text{int}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.75 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{int}} = 1.17 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} \leq A_{\text{int}}$  .....condition vérifiée.

On choisit  $A_{\text{int}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**Appui de rive :**

$$M_a^{rive} = - 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{1.04 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0035$$

$$\mu_{bU} = 0.0035 < \mu_L = 0.3916$$

$$\mu_{bU} = 0.0035 < 0.186 \quad \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0035}) = 0.0044$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0044) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.04 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.166 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{calculé} = 0.166 \text{ cm}^2$$

$A_{min} \leq A_{rive}$  .....condition n'est pas vérifiée.

Donc, on ferraille avec  $A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$

On choisit :  $A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$

• **Cisaillement :**

$$V^{max} = 13.72 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.76 \text{ Mpa} \quad ; \quad \overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$  .....condition vérifiée.

• **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min [\Phi_1^{min} ; h/35 ; b_0/10] \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier  $\Phi 6$

$$A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \dots\dots\dots (1) \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots (2) \\ St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 16.2\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ St \leq 23.6\text{cm} \dots\dots\dots (2) \\ St \leq 27.26\text{cm} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Soit: **St = 15 cm**

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

**Appui de rive :**

▪ **Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = 13.72 \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$A_l = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.39 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

➤ **Vérification de la bielle :**

$$V_u < 0.267 \times a \times b_0 \times f_{t28}$$

Avec :

$$a < 0.9 \times d = 16.2 \text{ cm}$$

$$a = 16 \text{ cm}$$

$$V_u = 13.72 \text{ KN} < 0.267 \times 0.1 \times 25 \times 0.16 \times 10^3 = 106.8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Appui intermédiaire :**

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ )

➤ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.188} = 0.45 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum U_i = 0.188 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$M_t^{\max} = 6.31 \text{ KNm}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.24 \times 10^{-5}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

**Calcul de y :**

$$b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0 \Rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1), on aura :  $y = 4.1 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

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

$$I = 8.33 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.31 \times 10^{-3}}{8.33 \times 10^{-5}} \times 0.041 = 3.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**En appui intermédiaire :**

$$M_{ser} = 4.84 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.9 \times 10^{-4}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

**Calcul de y :**

$$b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0 \Rightarrow 65y^2 + 47.1y - 847.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1), on aura :  $y = 3.27 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 5.86 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.84 \times 10^{-3}}{5.86 \times 10^{-5}} \times 0.0327 = 2.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

• **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.28 = 3.43 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.28 + 1.5) = 4.40 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.50^2}{8} = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.43 \times 4.50^2}{8} = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.40 \times 4.50^2}{8} = 8.35 \text{ KN.m}$$

➤ **Propriété de la section :**

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 45598.93 \text{ cm}^4, I = 8.33.10^4 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2, \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}, E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.041 \text{ m}, \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i; \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}\right) \times 0.0131} = 3.25; \lambda_v = 0.4 \times 3.25 = 1.3$$

Tableau III.10. Résultats de calcul.

$\sigma_{sj}$ (MPa)	$\sigma_{sg}$ (MPa)	$\sigma_{sp}$ (MPa)	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{f_{ig}}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{f_{gv}}$ (cm <sup>4</sup> )
86.35	162.945	209	0.44	0.65	0.72	20641.49	16115.284	15014.97	27181.58

- calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{3.45 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 20641.49 \times 10^{-8}} = 1.05 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{6.51 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 16115.28 \times 10^{-8}} = 2.54 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{8.35 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 15014.97 \times 10^{-8}} = 3.50 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{8.35 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 10721.4 \times 27181.58 \times 10^{-8}} = 5.80 \times 10^{-3} m$$

- La flèche totale  $\Delta f$  :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (5.80 - 1.05 + 3.50 - 2.54)10^{-3} = 5.71 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.571 cm \leq f_{adm} = 0.90 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Le tableau suivant résume le choix et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage :

Le ferrailage adopté est celui calculé dans les poutrelles qui ont les sollicitations les plus défavorables.



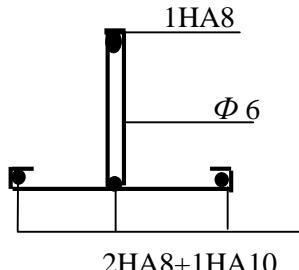
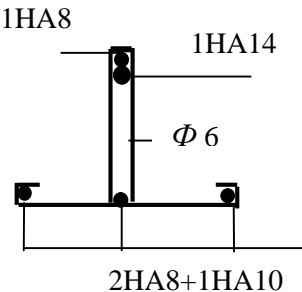
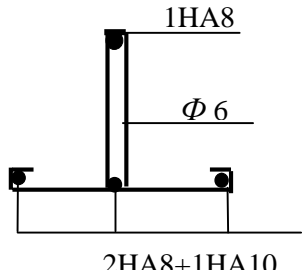
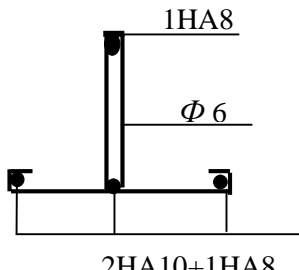
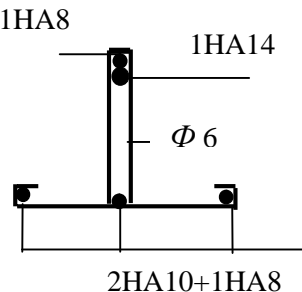
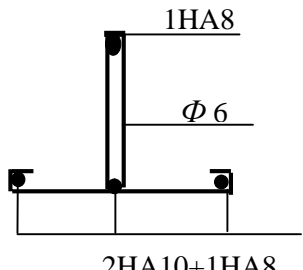
**Tableau III.11.** Récapitulation de ferrillages des différents types de poutrelles.

	Moments (KN.m)		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Terrasse accessible</b>	$A_{int}$	7.46	0.025	0.031	0.177	1.207	1HA14=1.54
	$A_{rive}$	1.15	0.003	0.004	0.179	0.184	1HA8=0.5
	<b>Travée</b>	9.79	0.032	0.041	0.177	1.590	2HA8+1HA10=1.79
<b>Etage courant</b>	$A_{int}$	8.97	0.030	0.038	0.177	1.454	1HA14=1.54
	$A_{rive}$	1.73	0.005	0.007	0.179	0.277	1HA8=0.5
	<b>Travée</b>	11.27	0.037	0.048	0.176	1.836	2HA10+1HA8=2.08
<b>Terrasse inaccessible</b>	$A_{rive}$	1.39	0.0047	0.0058	0.179	0.222	1HA8=0.5
	<b>Travée</b>	9.31	0.0312	0.039	0.177	1.51	2HA8+1HA10=1.79

➤ **Schéma de ferrillage des poutrelles :**

Les schémas de ferrillage sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau.III.12.** Schémas de ferrillage des poutrelles.

<b>terrasse accessible</b>			
	<b>Travée</b>	<b>Appui intermédiaire</b>	<b>Appui de rive</b>
<b>Etages courants</b>			
	<b>Travée</b>	<b>Appui intermédiaire</b>	<b>Appui de rive</b>

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit: 5HA6 = 1.41 cm<sup>2</sup> / ml ⇒ St = 20cm

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: A<sub>//</sub> = 3HA6 = 0.85 cm<sup>2</sup> / ml ⇒ St = 33cm

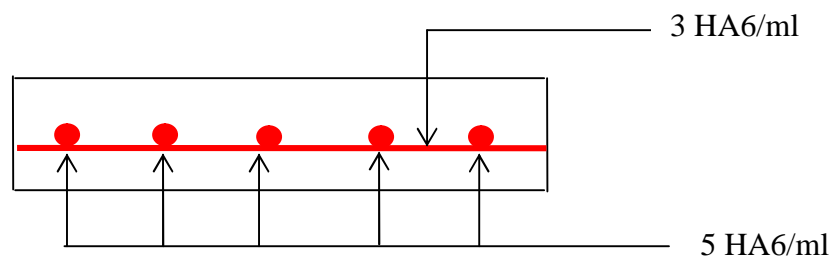


Figure III.1. Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

Les tableaux suivant résument la vérification de la flèche pour les différents types de poutrelles.

Tableau.III.13 : Vérification de la flèche des poutrelles de la terrasse accessible.

Plancher	L <sub>max</sub> (m)	M <sub>j</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>p</sub> (KN.m)	F <sub>gv</sub> (mm)	F <sub>pi</sub> (mm)	ΔF (mm)	F <sub>adm</sub> (mm)	Observation
Terrasse accessible	4.50	4.21	9.17	11.43	0.88	073	8.50	9.00	vérifiée
Etage courant	4.50	4.51	8.51	10.93	0.62	0.48	5.91	9.00	vérifiée

**III.2.2.Dalles pleines :**

Dans notre projet, on a deux types de dalles pleines :

- Dalles sur deux appuis.
- Dalles sur trois appuis.
- **Etude de la dalle pleine sur deux appuis :**

$$\rho = \frac{1.30}{3.00} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux direction.}$$

$$G = 5.10 \text{ KN/m}^2$$

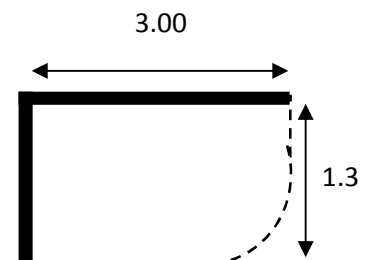


Figure III.2. Dalle sur deux appuis.

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul des sollicitations :**

**A l'E.L.U:**

$$q_u = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 3.5 = 12.13 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{u0}^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.1062 \times 12.13 \times 1.3^2 = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{u0}^y = \mu_y \cdot M_{u0}^x = 0.2050 \times 2.17 = 0.44 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées:**

$$M_t^x = 0.85 \times M_{u0}^x = 0.85 \times 2.17 = 1.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_{u0}^y = 0.85 \times 0.44 = 0.37 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_a^x = -0.3 \times 2.17 = -0.65 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 0.44 = -0.13 \text{ KN.m}$$

**A l'E.L.S:**

$$q_s = 5.10 + 3.5 = 8.60 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{s0}^x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.1062 \times 8.6 \times 1.3^2 = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{s0}^y = \mu_y \cdot M_{s0}^x = 0.2050 \times 1.54 = 0.31 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times 1.54 = 1.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 0.31 = 0.26 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_a^x = -0.3 \times 1.54 = -0.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 0.31 = -0.09 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage:**

**En travée :****Sens //  $I_x$  :**

$$M_u = 1.84 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0107 ; \alpha = 0.0135 ; z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_s = 0.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens //  $I_y$  :**

$$M_u = 0.37 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0022 ; \alpha = 0.0027 ; z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_s = 0.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :****Sens //  $I_x$  :**

$$M_a = -0.65 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0038 ; \alpha = 0.0047 ; z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_s = 0.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

**Sens //  $I_y$  :**

$$M_a = -0.13 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0008 ; \alpha = 0.001 ; z = 0.11 \text{ m}$$

$$A_s = 0.034 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = 0.09 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc inutile de mettre des armatures transversales.

**➤ Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée (sens principal)}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée (sens secondaire)}$$

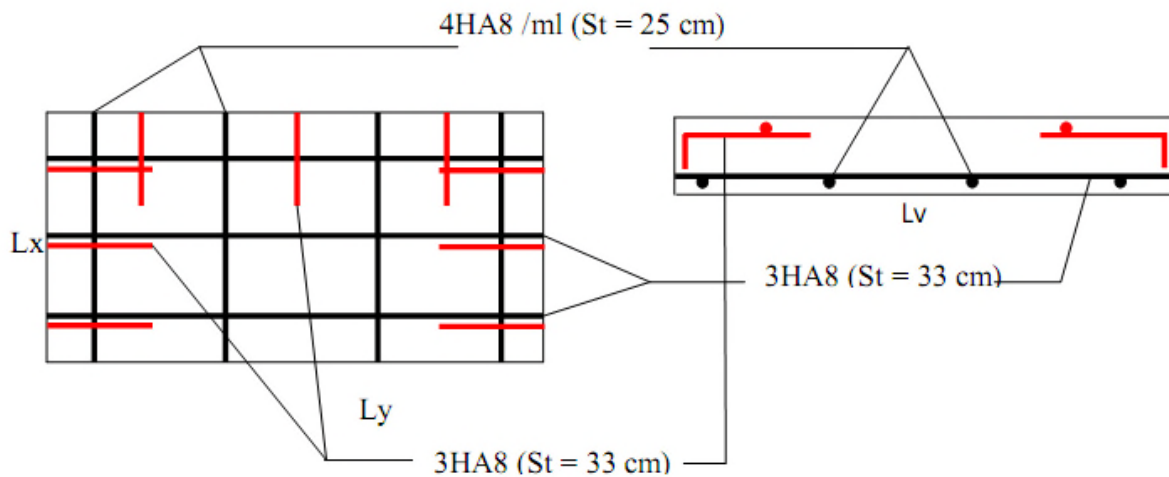
➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes :**

$y = 2.17 \text{ cm} ; I = 2.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

$\sigma = 0.83 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.3.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

• **Etude de la dalle sur trois appuis :**

$G = 5.1 \text{ KN/m}^2 , Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

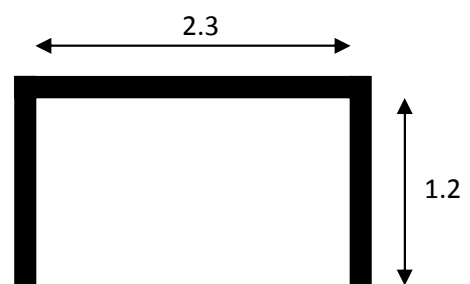
$P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.13 \text{ KN / m}^2$

$P_S = 8.6 \text{ KN / m}^2$

**Méthode de calcul :**

On utilise la théorie es lignes de rupture

**(BAEL91)** on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :



**Figure III.4. :** Dalle sur trois appuis

$$1^{er} \text{ cas : } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} - \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2^{ème} \text{ cas : } l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{8} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

$l_x = 1.2 > \frac{l_y}{2} = 1.15 \text{ m}$  , Donc on est dans le 1<sup>er</sup> cas.

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} = 6.15 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \times \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 3.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 5.23 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^t = 0.85M_y = 2.95 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_a = 0.3M_x = 1.84 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14.** Résumé de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Sens x-x	Travée	5.23	0.283	0.0036	1.34	1.39	4HA8=2.01
	Appui	1.84	0.01	0.0125	0.47	1.39	4HA8=2.01
Sens y-y	Travée	2.95	0.0199	0.025	0.84	1.12	4HA8=2.01
	Appui	1.84	0.01	0.0125	0.47	1.12	4HA8=2.01

**Espacement :**

**Sens x-x:**  $St \leq \min [45\text{cm}; 4h] = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :  $St \leq \min [33\text{cm} ; 3h] = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

• **L'effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.13 \times 1.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.52}{2}} = 5.78 \text{ KN}$$

**Vérifications :**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{5.78}{1 \times 0.11} = 0.052 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

$$M_{xser} = \frac{8.6 \times (2.3)^3}{24} \Rightarrow M_{xser} = 3.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yser} = \frac{8.6 \times (2.3)^2}{8} \times (1.2 - \frac{2.3}{2}) + \frac{8.6 \times (2.3)^3}{48} \Rightarrow M_{yser} = 2.46 \text{ KN.m.}$$

**Le moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 3.17 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 2.09 \text{ KN.m}$$

**Le moment en appuis :**

$$M_a = 0.3 M_x \Rightarrow M_a = 1.12 \text{ KN.m}$$

**La contrainte dans le béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau III.15.** Vérification des contraintes dans le béton.

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Sens x-x	Travée	3.17	2.3	2500.77	2.91	15	vérifiée
	Appui	1.12	2.3	2500.77	1.5	15	vérifiée
Sens y-y	Travée	2.09	2.2	1933.14	2.37	15	vérifiée
	Appui	1.12	2.3	2500.77	1.5	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{h_t}{l_x} = 0.116 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0.00167 < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{n'est pas Vérifiée.} \end{array} \right.$$

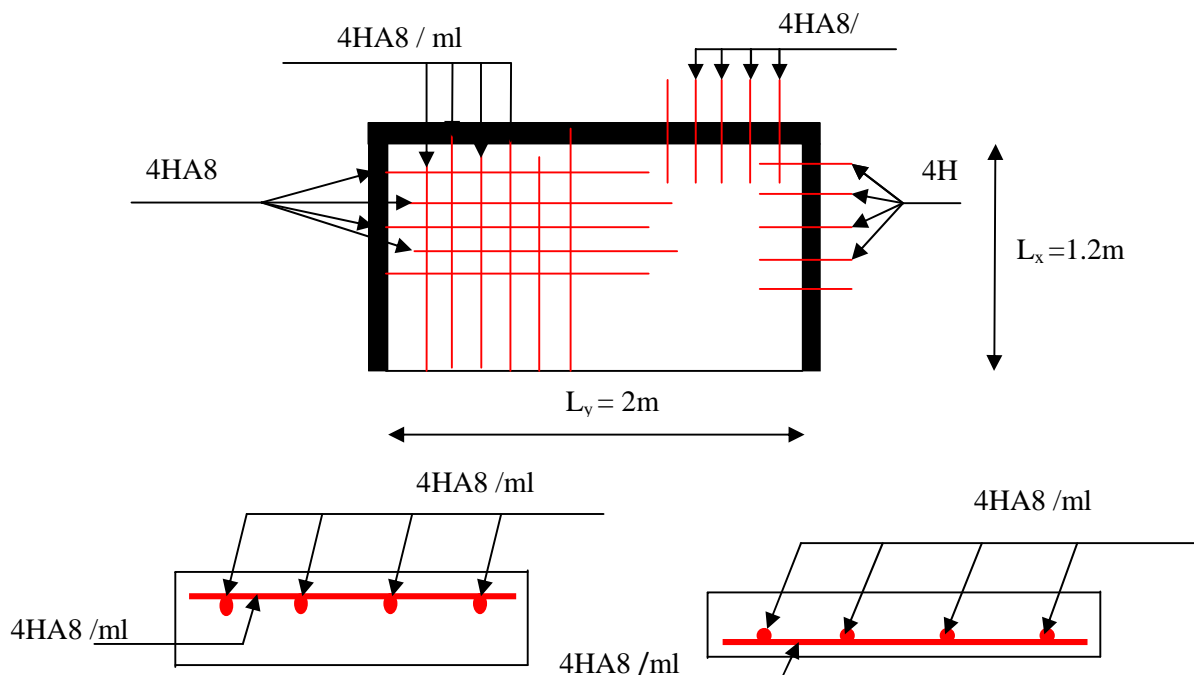
La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16** : vérification de la flèche.

Sens	M <sub>j</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>p</sub> (KN.m)	σ <sub>i</sub> (MPa)	σ <sub>g</sub> (MPa)	σ <sub>p</sub> (MPa)	ΔF (cm)	F <sub>adm</sub> (cm)	Observation
x-x	1.50	2.19	3.70	67.006	97.63	164.64	0.0112	0.24	<b>vérifiée</b>
y-y	0.85	1.24	2.09	37.87	55.18	93.06	0.023	0.46	<b>vérifiée</b>

➤ **Schéma de ferrillage :**

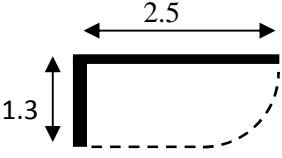

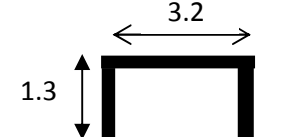
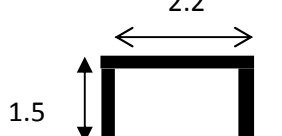


**Figure III.5.** Schéma de ferrillage de la dalle pleine sur trois appuis.



Les résultats de ferrailage de tous les types des dalles pleines sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17** : ferrailage des dalles pleines.

Schéma de la dalle	Sens		M (KN .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
	travée	x-x	1.13	0.0065	0.0082	0.109	0.29	1.39	4HA10=3.16
		y-y	0.28	0.0016	0.0020	0.109	0.074	1.12	4HA10=3.16
	appui	x-x	0.53	0.0031	0.0039	0.109	0.14	1.39	4HA10=3.16
		y-y	0.13	0.0007	0.0009	0.109	0.034	1.12	4HA10=3.16
	travée	x-x	5.52	0.0322	0.0409	0.108	1.47	1.37	4HA10=3.16
		y-y	3.54	0.0207	0.0361	0.108	0.94	1.12	4HA10=3.16
	appui	x-x	2.6	0.0152	0.0191	0.109	0.68	1.37	4HA10=3.16
		y-y	1.66	0.0097	0.0122	0.109	0.44	1.12	4HA10=3.16
	travée	x-x	8.83	0.0515	0.0661	0.107	2.37	1.45	4HA10=3.16
		y-y	2.61	0.0152	0.0192	0.109	0.69	1.12	4HA10=3.16
	appui	x-x	4.16	0.0242	0.0307	0.108	1.10	1.45	4HA10=3.16
		y-y	1.23	0.0072	0.00899	0.109	0.32	1.12	4HA10=3.16
	travée	x-x	4.58	0.0267	0.0338	0.108	1.21	1.30	4HA10=3.16
		y-y	4.78	0.0279	0.0354	0.108	1.27	1.12	4HA10=3.16
	appui	x-x	2.15	0.0126	0.0158	0.109	0.57	1.30	4HA10=3.16
		y-y	2.25	0.0131	0.0163	0.109	0.59	1.12	4HA10=3.16

### III.3. Etude des escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple, en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée, et en tenant compte des types d'appuis sur les quels elle se repose.

#### ➤ Escalier type1 : (entrée du bloc)

L'escalier type 1 a une seule volée.

$$\text{Sur la volée : } \begin{cases} G_v = 7.68 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Avec :

$G_v$  : charge permanente de la volée.

$Q_v$  : charge d'exploitation sur la volée.

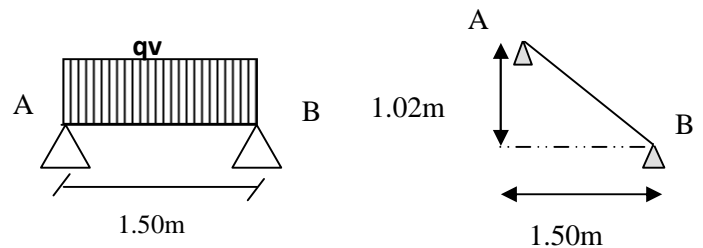


Figure III.6. Schéma statique de l'escalier.

#### Etude de la volée :

##### A l'E.L.U :

$$q_v = \frac{1.35 \times 7.68}{\cos 34.21} + 1.5 \times 2.5 = 16.28 \text{ KN} / \text{ml}$$

On calcule les sollicitations dans la poutre AB par la méthode de la résistance des matériaux :

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{16.28 \times 1.50}{2} = 12.21 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{16.28 \times 1.50^2}{8} = 4.57 \text{ KN.m}$$

D'où:

$$M_a = -0.5M_0 = -0.5 \times 4.57 = -2.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 4.57 = 3.42 \text{ KN.m}$$

##### A l'E.L.S :

$$q_v = \frac{7.68}{\cos 34.21} + 2.5 = 11.78 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{11.78 \times 1.50}{2} = 8.83 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{11.78 \times 1.50^2}{8} = 3.31 \text{ KN.m}$$

D'où:

$$M_a = -0.5M_0 = -0.5 \times 3.31 = -1.65 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 3.31 = 2.48 \text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h), avec :

$$b = 100 \text{cm} ; h = 14 \text{cm} ; d = 12 \text{cm}.$$

• **En travée :**

$$M^t = 3.42 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.42 \times 10^{-3}}{1(0.12)^2 14.2} = 0.0167$$

$$\mu_{bu} = 0.0167 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{3.42 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 0.83 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 1.44 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On a :

$$A < A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc, on ferraille avec  $A_{\min}$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**En appuis :**

$$M_a = 2.28 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{(0.12)^2 14.2} = 0.011$$

$$\alpha = 0.013 , Z = 0.119 \text{m}$$

$$A_a = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 1.44 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On a :  $A < A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}$ , Soit :  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### Vérifications à l'E.L.U:

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### • Calcul des armatures de répartition :

En travée :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appuis :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### ➤ Vérification des espacements :

Armatures principales :  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = \min(42, 33) = 33 \text{ cm}$  soit : **St=20cm.**

Armatures secondaires :  $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = \min(56, 45) = 45 \text{ cm}$  soit : **St=25cm.**

### A l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

#### ➤ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1.5$  : Pour les aciers de haute adhérence.

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\Sigma U_i$$

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 0.8 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{8.19 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{Ser} = 3.31 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.92 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 4.71 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = \frac{3.31 \times 0.0292 \times 10^{-3}}{4.71 \times 10^{-5}} = 2.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.05 \text{Mpa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

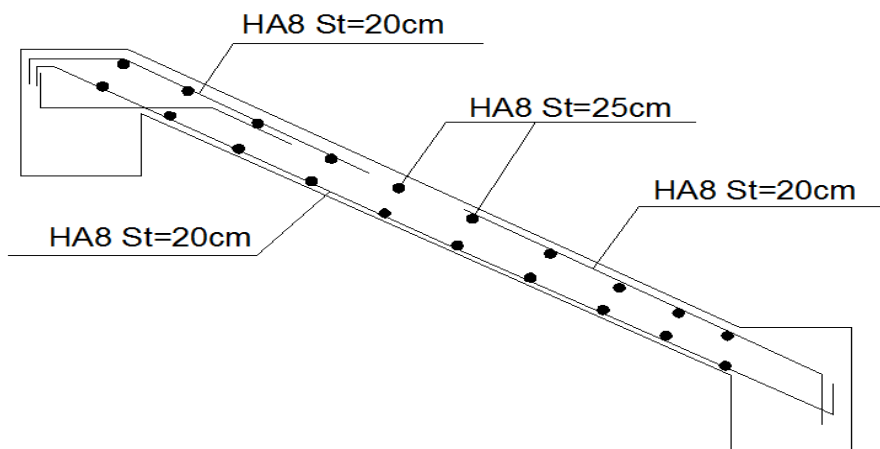
➤ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Toutes les conditions citées ci-dessus sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

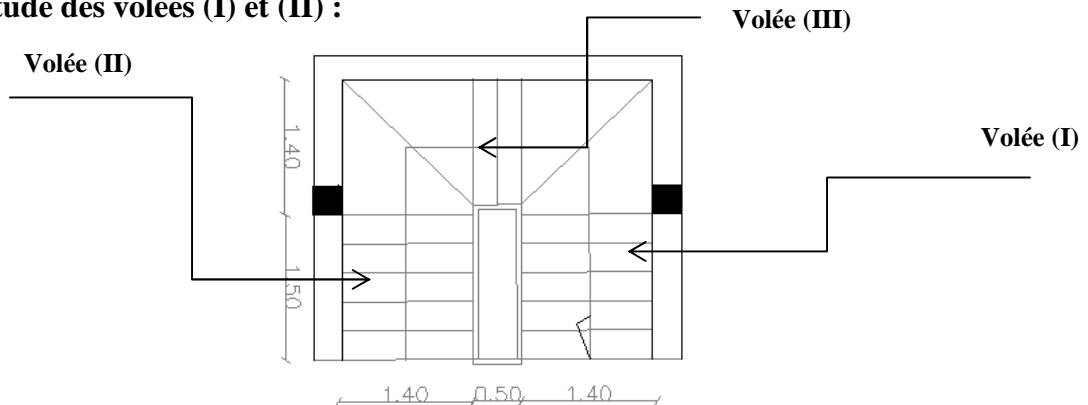
➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.7.** Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.

**Escalier type 2 : (étages courants)**

▪ **Étude des volées (I) et (II) :**



• **Charges et surcharges :**

$$G_v (I) = G_v (II) = 7.37KN/m^2.$$

$$Q_v (I) = Q_v (II) = 2.50KN/m^2$$

Avec:

$G_v (I)$ , et  $G_v (II)$ : charges permanentes sur les volées (I), et  $Q_v (I)$ , et  $Q_v(II)$ : charges d'exploitations sur les volées(I), et (II).

➤ **Calcul des sollicitations :**

À l'E.L.U :

$$q_1 = \frac{1.35G}{\cos \alpha_1} + 1.5Q \Rightarrow q = 15.56KN / ml .$$

$$R_A + R_B = 23.34KN.$$

$$R_A = R_B = 11.67KN.$$

Après calcul par la méthode de la résistance des matériaux, on aura :

$$M^{\max} = 4.37KN.m.$$

$$V^{\max} = 11.67KN.$$

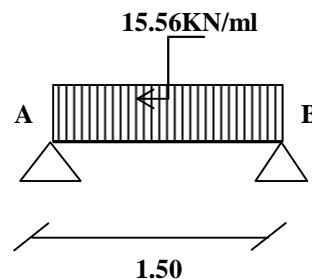
D'où :

$$\begin{cases} M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 4.37 = -2.18KN.m \\ M_t = 0.75M^{\max} = 0.75 \times 4.37 = 3.27KN.m \end{cases}$$

Avec :

$M_a$  : moment en appuis.

$M_t$  : moment en travée.



À l'E.L.S :

$$M^{\max} = 2.77 \text{ KN.m.}$$

$$V^{\max} = 7.40 \text{ KN.}$$

D'où :

$$M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 2.77 = -1.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M^{\max} = 0.75 \times 2.77 = 2.07 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de l'escalier :**

Le calcul du ferraillage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h), avec :

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

$$h = 14 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.18.** Résumés des résultats de ferraillage.

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	z(m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	3.27	0.016	0.02	0.119	0.78	1.44	5HA10=3.93
<b>Appui</b>	2.18	0.01	0.013	0.119	0.52	1.44	5HA10=3.93

**Vérifications :**

**A l'E.L.U :**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{11.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

**En travée :**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**En appuis :**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification des espacements :**

Armatures principales :  $St \leq \min(3e, 33cm) = \min(42, 33) = 33cm$  soit : **St=20cm.**

Armatures secondaires :  $St \leq \min(4e, 45cm) = \min(56, 45) = 45cm$  soit : **St=25cm.**

**A l'E.L.S :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83MPa$$

Avec :

$\psi = 1.5$  : Pour les aciers de haute adhérence.

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7cm.$$

$$\tau_{ser} = \frac{7.40 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 15.7 \times 10^{-2}} = 0.43MPa$$

$\tau_{ser} < \tau_{ser}^-$  ..... Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \quad \text{tel que: } M_{Ser} = 2.77KN.m$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.2cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 5.65 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = \frac{2.77 \times 0.032 \times 10^{-3}}{5.65 \times 10^{-5}} = 1.56MPa$$

$\sigma_{bc} = 0.40Mpa < 15MPa$ .....Condition vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{14}{150} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06\dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{14}{150} = 0.09 > \frac{3.27}{10 \times 4.73} = 0.06\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{3.93}{1 \times 12} = 0.32 > \frac{4.2}{400} = 0.01\dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder à la vérification de la flèche.

$q_{jser} = 2.27 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{jser} = 1.78 \text{ KN.m}$

$q_{gser} = 4.79 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{gser} = 3.77 \text{ KN.m}$

$q_{pser} = 6.41 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{pser} = 5.05 \text{ KN.m}$

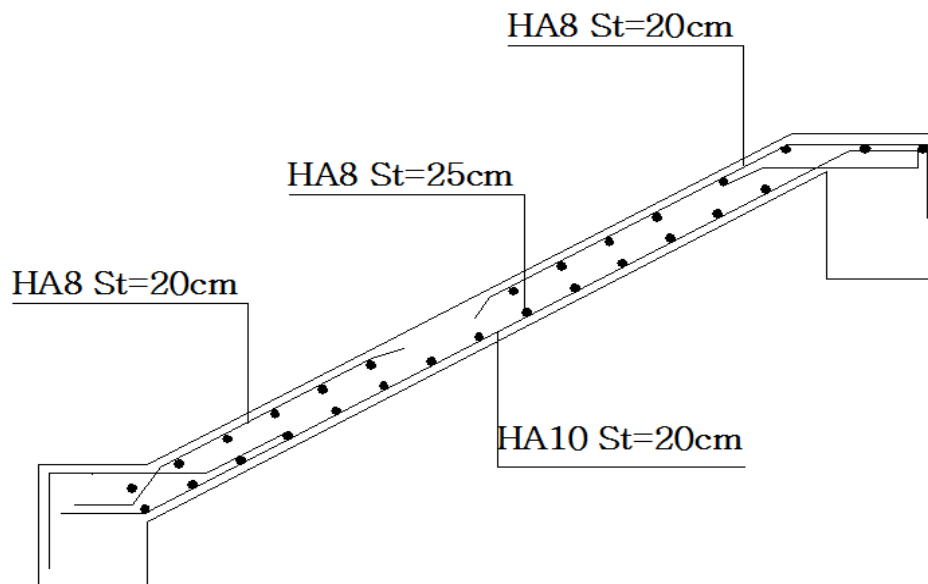
$f_{adm} = \frac{l}{500} = 3.00 \text{ mm}$

$f_{gv} = 4.30 \text{ mm} ; f_{ji} = 1.01 \text{ mm} ; f_{pi} = 3.77 \text{ mm} ; f_{gi} = 2.67 \text{ mm}$

$\Delta f = 4.39 \text{ mm}$

➤  $\Delta f < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.8.** Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.

**Étude de la volée (III) :**

Le calcul se fait une charge uniformément répartie sur toute la longueur et par une charge concentrée (P) à son extrémité (poids du mur).

Avec :

$$q_u = 14.26 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 135 \left( 2.66 \times \frac{2.88}{2} \right) = 5.17 \text{ KN.}$$

**Calcul des sollicitations :****A l'E.L.U :**

$$M_t^{\max} = \frac{qu \times l^2}{2} + Pl = \frac{14.26 \times 1.40^2}{2} + 5.17 \times 1.40 \Rightarrow M_t^{\max} = 21.21 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = q \times l + P = 14.26 \times 1.40 + 5.17 \Rightarrow V^{\max} = 25.13 \text{ KN}$$

**A l'E.L.S :**

$$q_s = 10.29 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 3.83 \text{ KN.}$$

$$M_t^{\max} = \frac{q \times l^2}{2} + Pl = \frac{10.29 \times 1.40^2}{2} + 3.83 \times 1.40 \Rightarrow M_t^{\max} = 15.44 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = q \times l + P = 10.29 \times 1.40 + 3.83 \Rightarrow V^{\max} = 18.23 \text{ KN}$$

**Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h), avec :

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

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$h = 14 \text{ cm.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.19.** Résumé des résultats de ferrailage.

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2/ml)$
21.21	0.104	0.137	0.113	5.38	1.44	4HA14=6.16

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.18 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.38}{4} = 1.345 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification des espacements :**

Armatures principales :  $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(42, 33) = 33\text{cm}$  soit : **St=25cm.**

Armatures secondaires :  $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(56, 45) = 45\text{cm}$  soit : **St=25cm.**

**A l'E.L.S :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}$$

Avec :

$\psi = 1.5$  : Pour les aciers de haute adhérence.

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7 \text{cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 15.7 \times 10^{-2}} = 1.07 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 10.94 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.80 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 4.53 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = \frac{15.44 \times 0.028 \times 10^{-3}}{4.53 \times 10^{-5}} = 9.54 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.54 \text{Mpa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

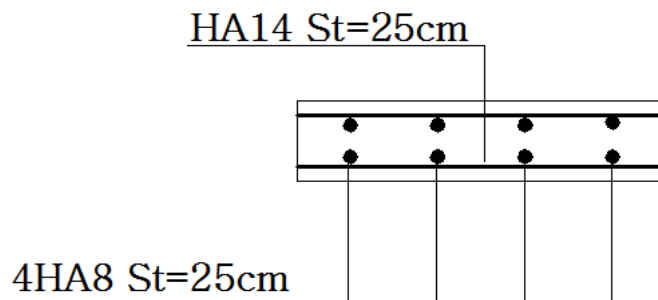
➤ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Toutes les conditions citées ci-dessus sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**



**FigureIII.9.** Schéma de ferrailage de la volée (III).

**III.4.Étude de la poutre brisée :**

➤ **Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement de la poutre brisée se fait en vérifiant les conditions de la flèche suivantes :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

Avec :

$$L = 3.4m$$

$$\text{Donc : } \frac{330}{15} < h < \frac{330}{10} \Rightarrow 22cm < h < 33cm$$

Soit : une section (b x h) = (30 x 35) cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 0.85 < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

▪ **Calcul à la flexion simple :**

La poutre brisée est soumise à :

**Son poids propre :**

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml.}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_1 = 25.13 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = 1.35g_0 + 25.13 = 28.66 \text{ KN/ml.}$$

**Moment en travée :**

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{28.66 \times 3.3^2}{24} = 13.00 \text{ KN.m}$$

**Moment en appui :**

$$M_t = \frac{P_u l^2}{12} = \frac{28.66 \times 3.3^2}{12} = 26.00 \text{ KN.m}$$

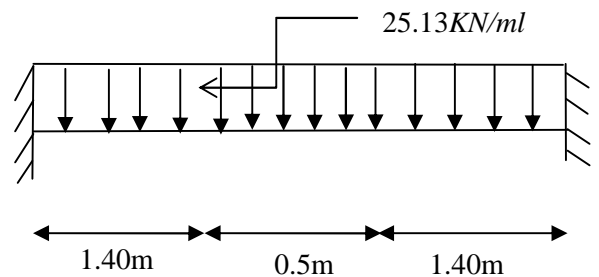


Figure III.10. Schéma statique de la poutre brisée

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) avec :

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

$$h = 35\text{cm.}$$

$$d = 33 \text{ cm.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.20.**Résumé des résultats de ferrailage.

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
<b>En travée</b>	13.00	0.028	0.035	0.325	1.14	1.19	3HA12=3.39
<b>En appui</b>	26.00	0.034	0.044	0.324	1.41	1.19	3HA12=3.39

➤ **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion est le moment maximum à l'encastrement :

$$M = 26.00 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$A_t = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = 5\text{cm}$$

d'ou :

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.35 - 0.05) = 0.075\text{m}^2$$

$$U = \frac{4}{3} \times b + 2 \times h = \frac{4}{3} \times 0.30 + 2 \times 0.35 = 1.1\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{26.00 \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 5.48\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4 \text{ HA } 14 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

Pour le ferrailage longitudinal :

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion}$$

**En travée :**  $A_s = 3.39 + \frac{6.16}{2} = 6.47\text{cm}^2$  Soit : 3HA10 + 3HA14 = 6.98cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A_s = 3.39 + \frac{6.16}{2} = 6.47\text{cm}^2$  Soit : 3HA10 + 3HA14 = 6.98cm<sup>2</sup>

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{FS} = \frac{V}{b \times d}, V = \frac{P_u l}{2} = 41.46\text{KN} \\ \tau_{FS} = \frac{41.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.43\text{Mpa} \\ \tau_T = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.21}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.28\text{Mpa} \end{array} \right.$$

$\tau = \sqrt{0.43^2 + 2.28^2} = 2.32\text{MPa} > 3.25\text{MPa}$ .....Condition vérifiée

• **Calcul des armatures transversales :**

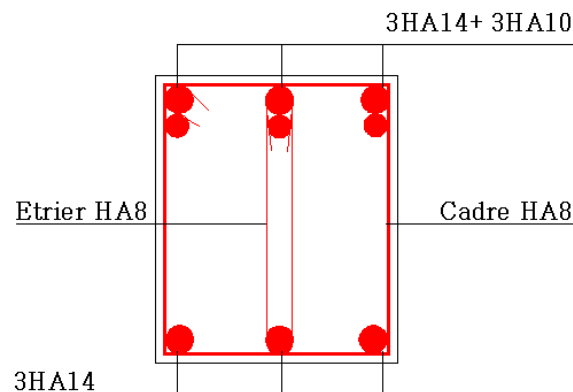
Soit : St= 20 cm

Flexion simple	torsion
$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{fe} \Rightarrow A_t \geq 0.6\text{cm}^2$	$A_t^{\min} = \frac{0.4 \times e \times St}{fe} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.1\text{cm}^2$
$A_t \geq \frac{b \times (\tau - 0.3 f_{t28}) \times St}{0.8 \times fe} \Rightarrow A_t < 0\text{cm}^2$	$A_t \geq \frac{M_t \times St}{(2 \times \Omega \times f_{st})} \Rightarrow A_t \geq 0.78\text{cm}^2$

$A_t^{tot} = 0.6 + 0.78 = 1.38\text{cm}^2$

Soit : un cadre Ø8 et un épingle Ø8 = 1.51cm<sup>2</sup>

➤ **Schéma de ferrailage :**

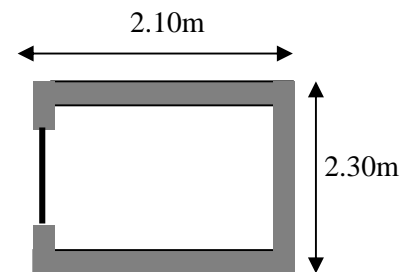


**Figure III.11.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée au niveau de l'appui.

### III.5. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre projet on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : longueur de l'ascenseur = 140 cm.
- l : largeur de l'ascenseur = 110 cm.
- H : hauteur de l'ascenseur = 220 cm.
- $F_C$  : charge due à la cuvette = 145 KN.
- $P_m$  : charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- $D_m$  : charge due à la salle des machines : 51 KN.
- La charge nominale de huit personnes est de 630 kg.
- La vitesse de levage  $V=1.6m/s$ .



**Figure III.11.** Cage d'ascenseur.

➤ **Etude de la dalle de l'ascenseur :**

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

On a:

$$l_x = 2.10 \text{ m}$$

$$l_y = 2.30 \text{ m}$$

$$S = 2.10 \times 2.30 = 4.83 \text{ m}^2$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{230}{20} = 11.5 \text{ cm.}$$



On adopte une dalle d'épaisseur  $e = 20\text{ cm}$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5\text{ KN/m}^2$  .....poids de dalle en béton armé.

$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6\text{ KN/m}^2$  .....poids du mortier de pose de 3cm.

$G_3 = 0.1\text{ KN/m}^2$  .....poids de l'isolant thermique.

$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66\text{ KN/m}^2$  .....poids de la forme de pente méta chape.

$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44\text{ KN/m}^2$  .....poids du revêtement dallage colle.

$G' = \sum G_i = 6.8\text{ KN/m}^2$  .....somme de  $G_1, G_2, \dots, G_5$ .

$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{4.83} = 30.02\text{ KN/m}^2$ . Poids de la machine.

$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 30.02 + 6.8 = 36.82\text{ KN/m}^2$ .

$Q = 1\text{ KN/m}^2$ .

➤ **Cas d'une charge concentrée :**

La charge  $P$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire ( $a_0 \times b_0$ ), elle agit uniformément sur une aire ( $u \times v$ ) située sur le plan moyen de la dalle.

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

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

$a_0$  et  $u$  : dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : dimensions suivant le sens  $y-y'$ .

Tel que :

$u = a_0 + h_0 + 2.\xi.h_1$

$v = b_0 + h_0 + 2.\xi.h_1$

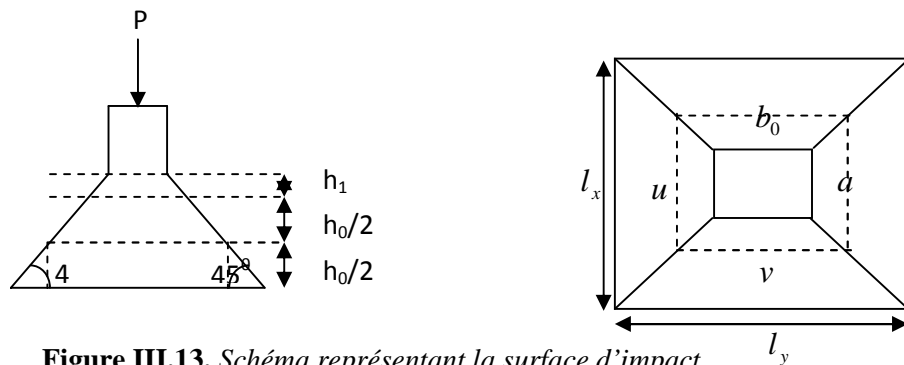


Figure III.13. Schéma représentant la surface d'impact

On a : une vitesse  $V=1.6\text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150\text{ cm} \\ b_0 = 160\text{ cm} \end{cases}$

**BAEL.91.**

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180\text{cm} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190\text{cm} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec :

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux directions}$$

$$\frac{u}{l_x} = 0.85 \quad , \quad \frac{v}{l_y} = 0.82$$

On se réfère à l'annexe, on aura :

$$M_1 = 0.051 \text{ et } M_2 = 0.047.$$

➤ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage :**

$$\begin{aligned} M_x &= P_u \times M_1 \\ M_y &= P_u \times M_2 \end{aligned}$$

On a:

$$P = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}.$$

$$P_u = 1.35 \cdot P = 1.35 \times 72.3 = 97.60\text{KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.88\text{KN.m} \\ M_{y1} = 4.58\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'E.LU :**

$$q_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q.$$

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68\text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow (\text{annexe 2}) \begin{cases} u_x = 0.0447 \\ u_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.10 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = u_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.68 \text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.88 + 2.10 = 6.98 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.68 + 4.58 = 6.26 \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour le ferrailage, on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

• **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.98 = 5.93 \text{KNm}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.26 = 5.32 \text{KNm}$$

• **En appui :**

$$M_a^x = M_{ay} = 0.3 \times M_{ax} = 0.3 \times 5.93 = 1.77 \text{KNm}$$

**Ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$\begin{cases} d_x = 18 \text{cm} \\ d_y = 17 \text{cm} \end{cases}$$

**En travée :**

**Parallèle à  $l_x$  :**

$$M_x^t = 5.93 \text{KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.012$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178 \text{m.}$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = 0.947 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

**Parallèle à  $l_y$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.013$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168m.$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = 0.90cm^2 / ml.$$

**En appui:**

$$\mu_{bu} = 0.0043$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0054$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.169m.$$

$$A_a = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = 0.30cm^2 / ml.$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant:

**TableauIII.21.Résultats des calculs.**

	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$A_t$ calculée ( $cm^2/ml$ )	$A_a$ calculée ( $cm^2/ml$ )	$A_t$ adop( $cm^2/ml$ )	$A_{aado}(cm^2/ml)$
<b>Sens x-x</b>	5.95	1.77	0.94	0.30	5HA10=3.93	4HA10=3.14
<b>Sens y-y</b>	5.32	1.77	0.90	0.30	5HA10=3.93	4HA10=3.14

**Vérification à l'E.L.U :**

➤ **Condition de non fragilité :**

**En travée :**

On calcule  $A_{min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a : des aciers de Haute Adhérence  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.83$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ..... Vérifiée.

$A_t^y = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  .....Vérifiée.

On vérifie que :  $A_y^t > \frac{A_x^t}{4}$

$A_y^t > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1.6 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2$  .....vérifiée.

**En appui :**

$A_x^t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

$A_y^t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

➤ **Calcul des espacements :**

**Sens x-x' :**  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$       Soit : **St = 25 cm**

**Sens y-y' :**  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$       Soit : **St = 25 cm**

➤ **Le diamètre des barres :**

$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$

$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ .....vérifiée.

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  .....C.B.A93(Art.A5.2.4.2).

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$

$U_c = 740 \text{ cm}$ .

$Q_u = 97.60 \text{ KN}$

$\gamma_b = 1.5$

$P_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110 \text{ KN}$ .....vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

On a :

$$v > u \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{97.60}{3 \times 1.90} = 17.12 \text{KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{3 \times v + u} = \frac{97.60}{3 \times 1.90 + 1.80} = 17.42 \text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 17.42 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.29 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.12 \text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.8 + 1 = 7.8 \text{KN}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \mu_x = 0.0518$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.78 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.54 \text{KNm}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.07 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.66 \text{KNm} \end{cases}$$

**Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.07 = 5.15 \text{KNm}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.66 = 4.81 \text{KNm}$$

**En appui :**

$$M_a^x = 0.3 \times M_{ax} = 0.3 \times 6.07 = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_{ay} = 0.3 \times 5.66 = 1.69 \text{ KNm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

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

**En travée :**• **Sens x-x' :**

$$M_x^t = 5.15 \text{ KN.m} \quad , \quad A'_x = 3.93 \text{ cm}^2 \quad , \quad b = 97 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 12484.33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.15 \times 10^{-3}}{12484.33 \times 10^{-8}} \times 4.1 \times 10^{-2} = 1.69 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Sens y-y' :**

$$M_y^t = 4.81 \text{ KN.m} \quad , \quad A'_y = 3.93 \text{ cm}^2 \quad , \quad b = 97 \text{ cm} \quad , \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 11783.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.81 \times 10^{-3}}{11783.98 \times 10^{-8}} \times 3.87 \times 10^{-2} = 1.57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**En appui :**

$$M_a^x = 1.82 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_a^x = 3.14 \text{ cm}^2 \quad ; \quad y = 3.27 \text{ cm} \quad ; \quad I = 11349.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{11349.98 \times 10^{-8}} \times 3.27 \times 10^{-2} = 0.5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d’ouverture des fissures : B.A.E.L91 (Art B.7.3) :**

La fissuration est peu nuisible, donc cette vérification n’est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**Tableau III.22.** Vérification de la flèche.

	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Sens x-x’	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée
Sens y-y’	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

On voit bien que toutes les conditions de la flèche sont vérifiées, d’où la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

**Cas d’une charge répartie :**

- **Calcul des sollicitations :**

**A l’E.L.U :**

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 51.20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow (\text{annexe 2}) \begin{cases} u_x = 0.0447 \\ u_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$M_0^x = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.11 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

**Sens x-x’ :**  $M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 10.09 = 8.57 \text{ KNm}$

**Sens y-y’ :**  $M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 8.11 = 6.89 \text{ KNm}$



**En appui :**

$$M_a^x = M_{ay} = 0.3 \times M_0^x = 0.3 \times 10.07 = 3.02 \text{ KNm}$$

**➤ Calcul du ferrailage :**

Le calcul de la dalle se fait pour une bande de 1m de longueur et de 0.20 m d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$d_x = 18 \text{ cm.}$$

$$d_y = 17 \text{ cm.}$$

**En travée :****Parallèle à  $l_x$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.022$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**Parallèle à  $l_y$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.016$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.020$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168 \text{ m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = 1.178 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**En appui:**

$$\mu_{bu} = 0.0073$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0091$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.169 \text{ m.}$$

$$A_a = 0.51 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**Tableau III.23.** Ferrailage de la dalle locale des machines.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Sens x-x'</b>	8.57	3.02	1.38	0.51	5TA10=3.93	4HA10=3.14
<b>Sens y-y'</b>	6.89	3.02	1.178	0.51	5TA10=3.93	4HA10=3.14

- **Vérification à l'E.L.U :**
- **Condition de non fragilité :**

**En travée :**

On calcule  $A_{min}$  :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a : des aciers de Haute Adhérence  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 20cm$

$b = 100cm$

$\rho = 0.83$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.67cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.67cm^2 / ml$  ..... Vérifiée.

$A_t^y = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml$  .....Vérifiée.

On vérifie que :  $A_y^t > \frac{A_x^t}{4}$

$A_y^t > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1.6cm^2 > 0.43cm^2$  .....vérifiée.

**En appui :**

$A_x^t = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.67cm^2 / ml$ .

$A_y^t = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml$ .

- **Calcul des espacements :**

**Sens x-x' :**  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$       Soit : **St = 25 cm**

**Sens y-y' :**  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$       Soit : **St = 25 cm**

➤ **Le diamètre des barres :**

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$$\Phi_{\max} = 10\text{mm} < 20\text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

On a :

$$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens.}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = \frac{51.10 \times 2.10}{3} = 35.84\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{51.10 \times 2.10}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 36.94\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{36.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Calcul à l'ELS :**

➤ **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$P = F_c = 145\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P \times (M_1 + \nu \times M_2) = 8.61\text{KNm.} \\ M_{y1} = P \times (M_2 + \nu \times M_1) = 8.26\text{KNm.} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = G + Q = 6.8 + 1 = 7.8\text{KN}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 1.78 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.78\text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.54\text{KNm}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.39\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.80\text{KNm} \end{cases}$$

**Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.39 = 8.83 \text{KNm} \quad ; \quad M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.8 = 8.33 \text{KNm}$$

**En appui :**

$$M_a^x = 0.3 \times M_{ax} = 0.3 \times 10.39 = 3.11 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_{ay} = 0.3 \times 9.8 = 2.94 \text{KNm}$$

**➤ Etat limite de compression du béton :**

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

**En travée :****• Sens x-x' :**

$$M_x^t = 8.33 \text{KN.m} \quad , \quad A_x^t = 3.93 \text{cm}^2 \quad , \quad b = 97 \text{cm} \quad , \quad d = 18 \text{cm}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.10 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 13618.17 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.83 \times 10^{-3}}{13618.17 \times 10^{-8}} \times 4.1 \times 10^{-2} = 2.65 < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**• Sens y-y' :**

$$M_y^t = 4.81 \text{KN.m} \quad , \quad A_y^t = 3.93 \text{cm}^2 \quad , \quad b = 97 \text{cm} \quad , \quad d = 17 \text{cm}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.87 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 11783.98 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.33 \times 10^{-3}}{11783.98 \times 10^{-8}} \times 3.87 \times 10^{-2} = 2.67 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**En appui :**

$$M_a^x = 3.11 \text{KN.m} \quad ; \quad A_x^a = 3.14 \text{cm}^2 \quad ; \quad y = 3.72 \text{cm} \quad ; \quad I = 11269.03 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.11 \times 10^{-3}}{11269.03 \times 10^{-8}} \times 3.72 \times 10^{-2} = 0.5 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : B.A.E.L91 (Art B.7.3) :**

La fissuration est peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation :**

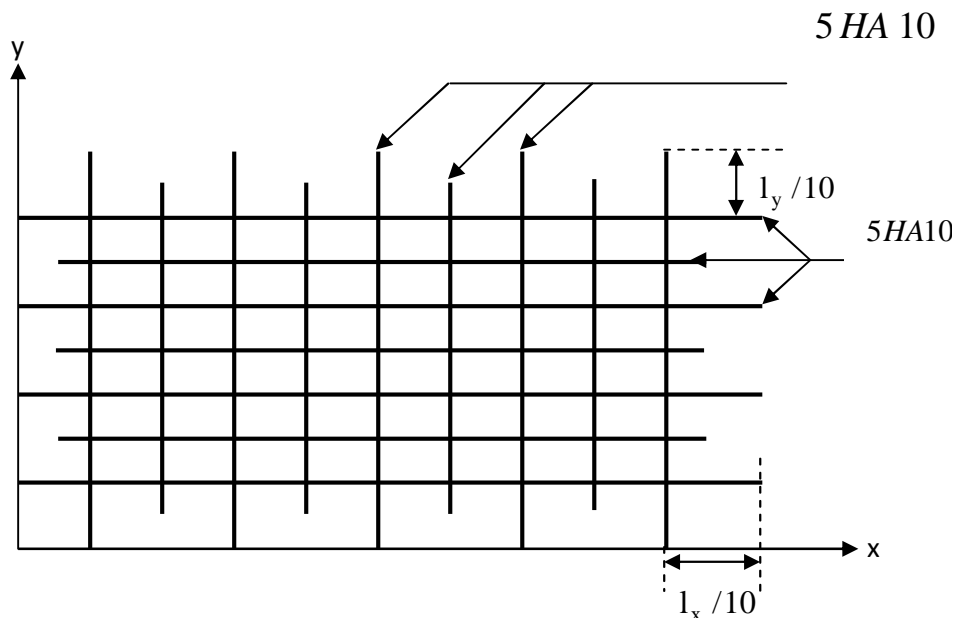
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**TableauIII.24.** Vérification de la flèche.

	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Sens x-x'	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée
Sens y-y'	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

On voit bien que toutes les conditions de la flèche sont vérifiées, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**



**FigureIII.14.** Schéma de ferrailage de la dalle.

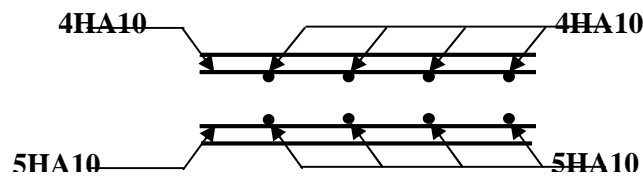
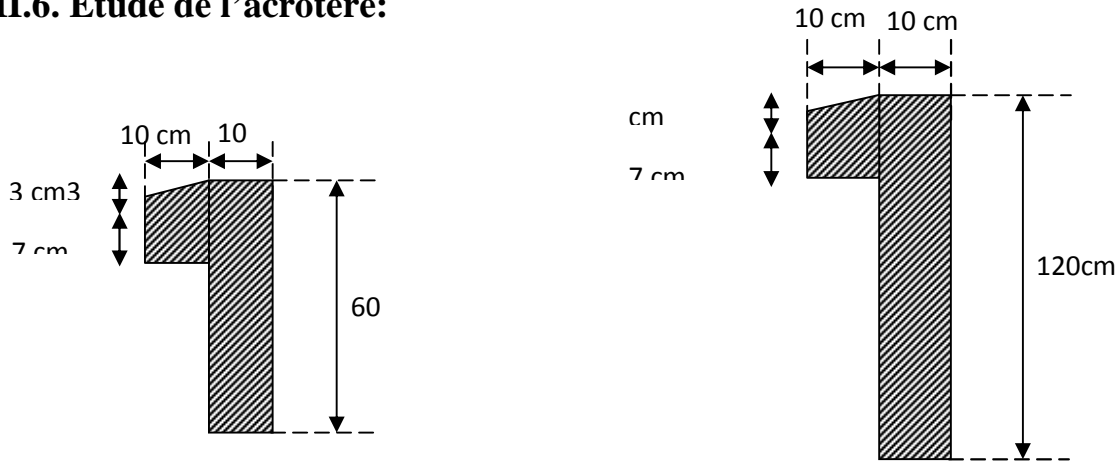


Figure III.15. Vue en coupe du ferrailage.

**III.6. Etude de l'acrotère:**



Acrotère de la terrasse inaccessible (1<sup>er</sup> type)

Acrotère de la terrasse accessible (2<sup>ème</sup> type).

- **Hypothèses de calcul :**
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

**Evaluation des charges et surcharges :**

- **Type 1 :**

$$S = 60 \times 10 + 7 \times 10 + \frac{10 \times 3}{2} = 0,0685 m^2 \dots \text{surface de l'acrotère.}$$

**Poids de l'acrotère :**

$$G_{a_{crot}} = 3.48 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation : Q = 1 KN/ml.

Charge sismique :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3).}$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Cp : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Wp : Poids de l'élément considéré ; Wp = 3.48 KN/ml.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \end{array} \right.$$

Donc :

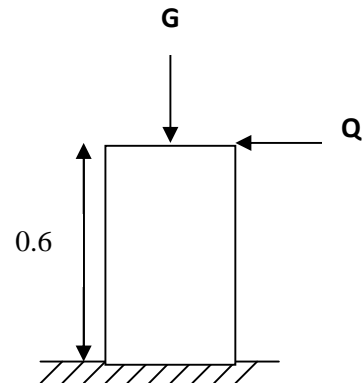
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3.48 \Rightarrow$$

$$F_p = 1.67 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations:**

a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} ; \quad y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$



$$x_c = 0,068 \text{ m}, \quad y_c = 0,330 \text{ m}.$$

**Moment engendré par les sollicitations :**

$$N_G = 3.48 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.67 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1.67 \times 0,330 \Rightarrow M_{F_p} = 0,551 \text{ KNm}$$

**Tableau III.25.** Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaisons		
	RPA99	ELU	ELS
<b>N (KN)</b>	<b>G+Q+E</b>	<b>1,35G+1,5Q</b>	<b>G+Q</b>
<b>N (KN)</b>	3.48	4.698	3.48
<b>M (KN.m)</b>	1.02	0,9	0,6

• **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{4.698} = 0,191 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

$e_a$ : l'excentricité additionnelle.

$e_1$ : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; L / 250) = \max(2 \text{ cm}; 50/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$D'où : e_2 = 0.191 + 0.02 \Rightarrow e_2 = 0,211 \text{ m}$$

Le Calcul se fait à la Flexion composée, en tenant compte de Façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\emptyset$ : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 \times (1,2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm}.$$

$$D'où e_t = 21.10 + 0,864 = 21.96 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 4.698 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e_t = 4.698 \times 0,2196 \Rightarrow M_u = 1.03 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

À l'ELU :

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

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d-h/2)$ .

Tel que  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.03 + 4.698 \times (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1,171 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,171 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0129 < \mu_l = 0,392$$



D'où :  $A'_y = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0162$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,0794$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z f_{st,s}} = \frac{1,171 \times 10^{-3}}{0,0794 \times 348} = 0,424 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,424 \times 10^{-4} - \frac{4.698 \times 10^{-3}}{348} = 0,288 \text{ cm}^2$$

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

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

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  on adopte  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

• **Armatures de répartition :**

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

• **Espacement**

**Armatures principales :**  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartitions :**  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,67 + 1 = 2,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0334 \text{ MPa}$$

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

• **Vérification de l'adhérence :**

$\tau_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$  tel que  $\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{es} = 2,67 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 0,0754) \Rightarrow \tau_{es} = 0,492 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} < 2,83 \quad \rightarrow \quad \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### A l'ELS :

#### ➤ Vérification des contraintes :

$$d = 0,08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait comme suit:

#### ➤ Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression  $c$  à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,6 / 3,48 + (0,08 - 0,1/2) = 0,202 \text{ m.}$$

$$e_a > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de section d'où : } c = 0,08 - 0,202 = -0,122 \text{ m.}$$

$$c = -0,122 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6nA_s/b$$

$$\begin{aligned} &= -3 \times (-0,122)^2 + (0,08 + 0,122) \times (6 \times 15 \times 2,01) / 1 \\ &= 36,491 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s/b$$

$$\begin{aligned} &= -2(-0,122)^3 - (0,08 + 0,122)^2 \times (6 \times 15 \times 2,01) / 1 \\ &= -7,385 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times p^3 / 27 = 7253,23 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0,5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 46,262 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 3,59 \text{ m.}$$

$$Y_c = Z - p / (3 \times Z) = 3,59 - 36,491 / (3 \times 3,59) = 0,20179 \text{ m} \quad (\text{distance de l'axe neutre au centre de pression})$$

$Y_{ser} = 0.20179 - 0.122 = 0,0798 \text{ m}$  (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

• **Calcul des contraintes :**

$$I = b \times y_{ser}^3 / 3 + 15 \times (d - Y_{ser})^2$$

$$I = 1 \times (0,0798)^3 / 3 + 15 \times 2.01 \times (0,08 - 0,0798)^2 = 6.199 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

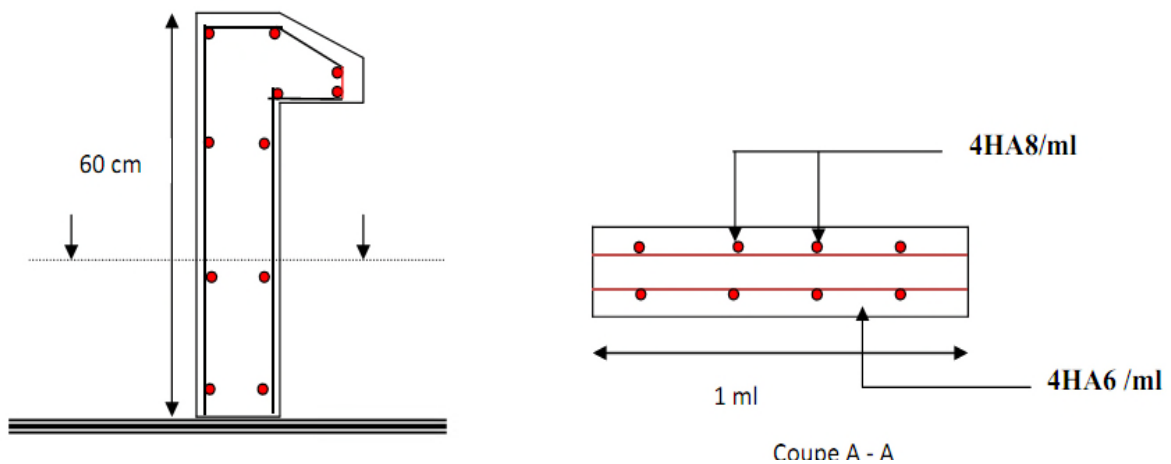
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times (y_{ser}) / I = 0,0448 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0448 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} \times (d - y_{ser}) / I = 0.00169 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0,00169 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.16.** schéma de ferrailage de l'acrotère type 1.

**Type N°2 :**

Après les calculs On a aboutis à ce ferrailage :

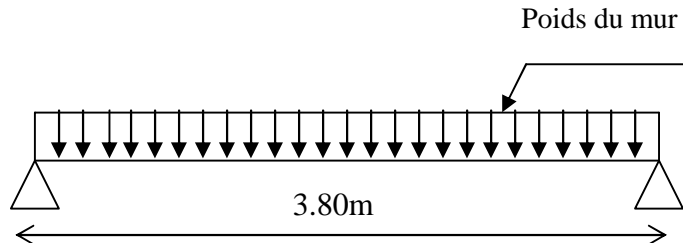
$$A_s = 0.922 \text{ cm}^2$$

Et après les vérifications on adopté ce ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = 4 \text{Ø}6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \text{ (le schéma de ferrailage est le même que le type 1) .}$$

### III.7.Calcul des chaînages :

- **Définition :** c'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.
- **Dimensionnement :**



On a :  $L_{\max} = 3.80\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 25.33 \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

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

#### Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \\ b \geq \frac{2h}{3} \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Les sollicitations :**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

Poids propre :  $G_p=25 \times 0.35 \times 0.3=2.62\text{KN/ml}$ .

Poids du mur :  $G_M=2.66 \text{ KN/ml}$ .

Donc :

$$G_u = 1.35 \times (2.62 + 2.66) = 7.128 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.5 \times (1.5) = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = G_u + q_u = 9.38 \text{ KN / ml} .$$

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = 16.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.26.**Ferraillage de la poutre de chaînage.

$M_t(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z (m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
16.94	0.0365	0.0465	0.324	1.36	3HA10=2.36

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{\min}\right) = 10mm ; \text{ Soit un cadre } \phi_6, \text{ donc } A_t = 3HA6 = 0.85cm^2.$$

➤ **Calcul des espacements :**

$$St = \min \begin{cases} (0,9d; 40cm) = 29.7cm. \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 19cm. \\ \frac{0,8 \times A_t f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 26.8cm. \end{cases}$$

On adopte: **St =15 cm.**

**Vérifications:**

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19cm^2.$$

$A > A_{\min}$  .....vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 17.82KN.$$

$$\tau_u = \frac{17.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.18MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \text{ (F.P.N).....vérifiée.}$$

- **Calcul à l'ELS:**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton :**

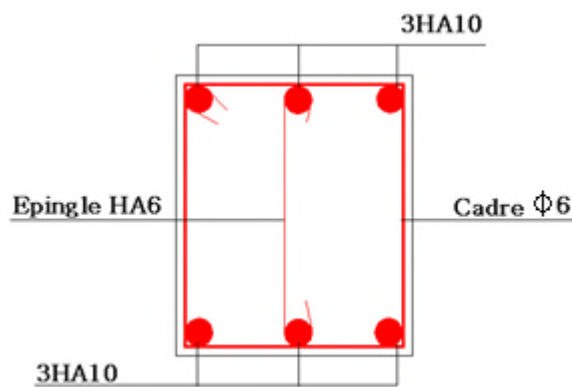
$$y = 7.72 \text{ cm}$$

$$I = 23220 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y ; M_{ser} = \frac{(G + Q) \times l^2}{8} = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

- **Schéma de ferrailage :**



**FigureIII.17.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

# **Chapitre IV :**

## **Etude dynamique**

## IV.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003 (**Art 3. 4. A. 1. a**), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze m (14m) de hauteur dans la zone IIa, devrait être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à cet article, la structure sera mixte (voiles + portiques). Par conséquent, elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

## IV.2.Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes qui sont :

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

### IV.2.1. méthode statique équivalente :

- **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, satisfait les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 cm en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Article 4. 1. 2)**.

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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



Avec :

**A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (**R.P.A tableau 4.1**), Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 2.} \\ \text{Zone sismique : zone IIa } \Rightarrow A= 0.15. \end{array} \right.$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **R.P.A (Tableau 4.3)**.

Dans notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, et d'après le tableau (**4.3.R.P.A99**) : **R=5**.

**Q** : facteur de qualité de la structure, déterminé par la formule (**4.4 de R.P.A99**) suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec :  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère q	Pq	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement.	Oui	
2. Redondance en plan.	Non	0.05
3. Régularité en plan	Oui	
4. Régularité en élévation.	Oui	
5. Contrôle de qualité des matériaux.	Non	0.05
6. Contrôle de qualité de l'exécution.	Non	0.1

Donc,  $Q= 1+\sum(0.05+0.05+0.1) = 1.2$ .

**W** : poids total de la structure.

**W** est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{n=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

D'après le tableau (4.5) du R.P.A99/version 2003,  $\beta = 0.2$

D'où :  $W=26347.968$  KN

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta; & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau (4.7) **.R.P.A99.**

le sol en place est de moyenne qualité, plastique de compacité moyenne, d'après le rapport de sol.

D'après le tableau (3.2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s. \\ T_2 = 0.5s. \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{2\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \geq 0.7$$

$\zeta$  : (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2) R.P.A99.**)

D'après le tableau (4.2), on a :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$D'ou : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+0.085}} = 0.816 > 0.7$$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

$$h_N = 34.72m.$$

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

D'après le tableau (4.6) du R.P.A99 / version 2003, on a :

$$C_T = 0.050$$

$$D'où : T = 0.050 \times (34.72)^{3/4} \Rightarrow T = 0.71s$$

On peut également utiliser la formule (4.7) du R.P.A99/version 2003 suivante :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

D'où :

D : distance du bâtiment mesurée à sa base dans les deux directions.

$$D_x = 18.78m.$$

$$D_y = 16.86m.$$

$$\begin{cases} T_x = 0.72s \\ T_y = 0.76s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x, T) = 0.71s \\ T_y = \min(T_y, T) = 0.71s \end{cases}$$

**Remarque :**

La période de vibration ne doit pas dépasser 130% de la période calculée par la formule empirique d'après l'article (4.2.4) du R.P.A99/version 2003.

Alors :

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.71 = 0.92s$$

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots 0.5 \leq T \leq 3.0s$$

D'où :

$$T_x = T_y \Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.71} \right)^{2/3} = 1.61$$

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure est donc :

$$V_{st}^x = V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.2 \times 26347.968}{5} = 1527.128KN.$$

**IV.2.2.méthode dynamique modale spectrale :**

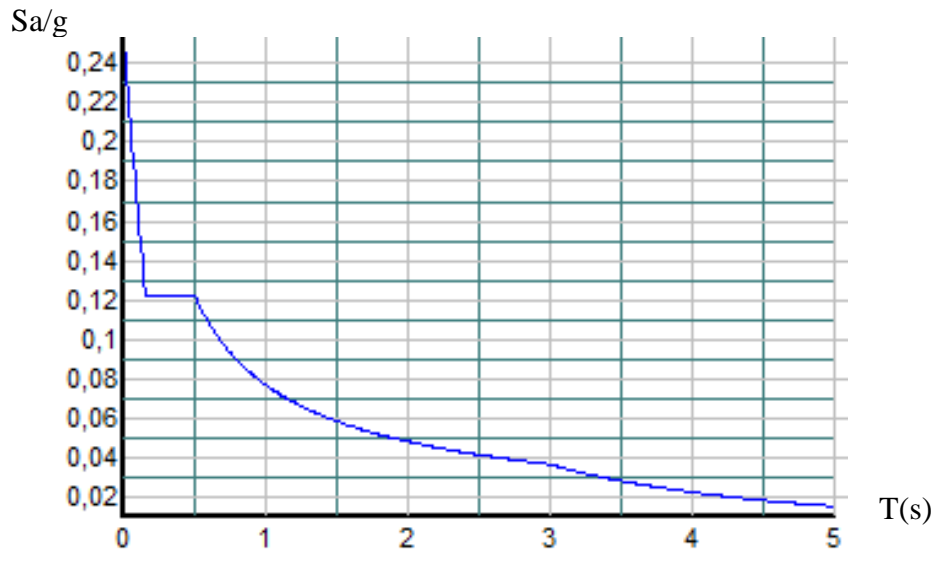
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

Pour étude le spectre de réponse est donné par le logiciel **spectre** :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le graphe suivant :

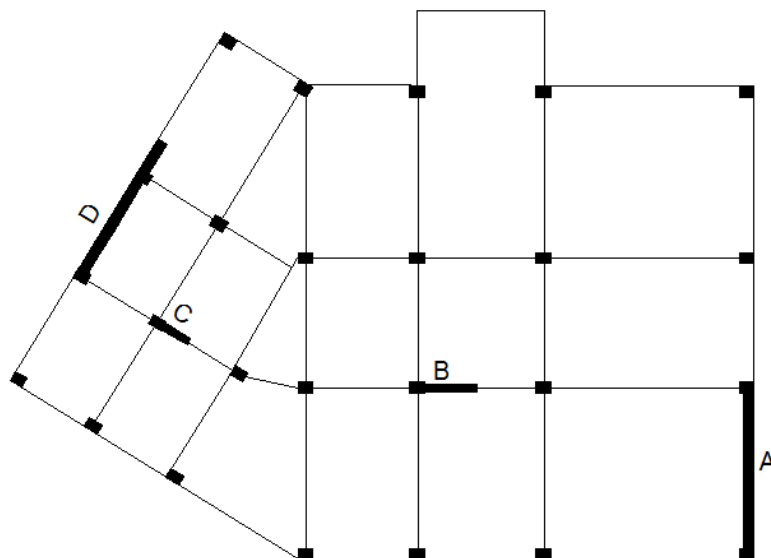


FigureIV.1. Spectre de réponse.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise le logiciel **SAP2000** version **14** pour la modélisation de la structure.

➤ **Analyse du comportement de la structure :**

- **Disposition des voiles adoptée :**



FigureIV.2. La disposition des voiles adoptée.

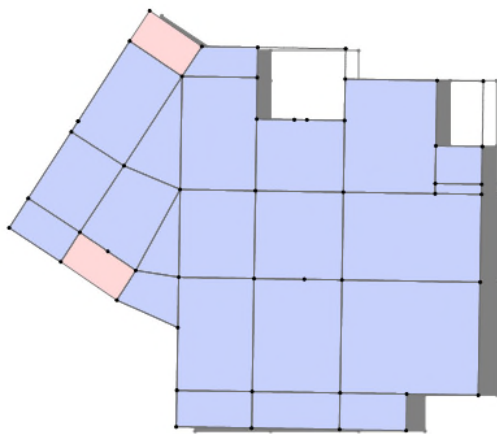
Période de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adoptée sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.**Résumé des résultats de calcul.

Mode	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.791746	0.68222	0.02378	0.00021	0.68222	0.02378	0.00021
2	0.69219	0.02512	0.6322	0.00000	0.70733	0.65598	0.00021
3	0.539294	0.00995	0.02119	0.00000	0.71729	0.67716	0.00021
4	0.246146	0.12273	0.00834	0.00029	0.84002	0.6855	0.0005
5	0.189313	0.01585	0.14333	0.000077	0.85586	0.82883	0.00058
6	0.142093	0.00008907	0.01285	0.0000458	0.85595	0.84169	0.00063
7	0.129551	0.05042	0.0086	0.00031	<b>0.90637</b>	0.85029	0.00094
8	0.102781	0.000007256	0.01318	0.00117	0.90638	0.86347	0.0021
9	0.099134	0.00451	0.00645	0.00144	0.91089	0.86992	0.00354
10	0.087902	0.00338	0.00018	0.12684	0.91427	0.87009	0.13038
11	0.087341	0.00204	0.00403	0.01434	0.91631	0.87412	0.14472
12	0.084861	0.000919	0.036	0.00018	0.92549	<b>0.91012</b>	0.1449

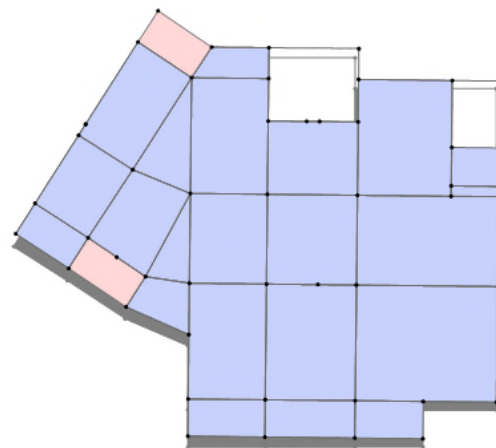
➤ **Le comportement de la structure :**

▪ **Analyse des résultats :**



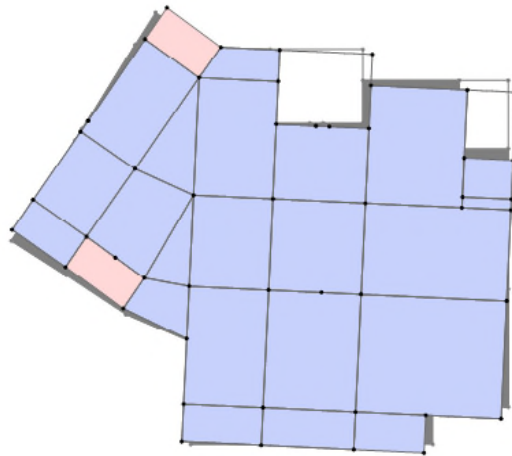
**MODE 1 T=0.79s**

**Translation selon x-x**



**MODE 2 T=0.69s**

**Translation selon y-y**

**MODE 3 T=0.53s****Rotation autour de z-z**

Après plusieurs essais de disposition des voiles. On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du **R.P.A99/version 2003** majorée de 30%, on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le 1<sup>er</sup> selon x-x, et le 2<sup>eme</sup> selon y-y.

**IV.3. Vérification de l'interaction voile portique :**

D'après l'article (3.4.4.a) du R.P.A99/version 2003, il est exigé pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### IV.3.1. Vérification de l'interaction sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.3.** Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>R.D.C</b>	23851.539	5023.298	82.60	17.40
<b>Etage1</b>	21421.571	4490.522	82.67	17.33
<b>Etage2</b>	18752.106	4115.385	82.00	18.00
<b>Etage3</b>	16578.245	3726.055	81.64	18.36
<b>Etage4</b>	14463.186	3261.604	81.59	18.41
<b>Etage5</b>	12344.27	2852.374	81.23	18.77
<b>Etage6</b>	10191.835	2473.731	80.46	19.54
<b>Etage7</b>	8165.573	2011.173	80.23	19.77
<b>Etage8</b>	6173.595	1513.361	80.31	19.69
<b>Etage9</b>	4211.323	1029.928	80.34	19.66
<b>Etage10</b>	2302.888	488.825	82.49	17.51
<b>Etage11</b>	263.556	0.00	100	0

A partir du tableau, on constate que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

### I.V.3.2. Vérification de l'interaction sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portique}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :



**Tableau IV.4.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
<b>R.D.C</b>	647.452	633.68	50.53	49.47	441.632	871.09	33.64	66.36
<b>Etage1</b>	761.48	464.78	62.09	37.91	432.092	836.85	34.05	65.95
<b>Etage2</b>	632.684	413.08	60.49	39.51	404.485	774.21	34.31	65.69
<b>Etage3</b>	627.701	360.62	63.51	36.49	460.643	693.27	39.92	60.08
<b>Etage4</b>	573.099	350.72	62.03	37.97	461.915	617.12	42.80	57.20
<b>Etage5</b>	564.41	283.84	66.53	33.47	485.23	502.60	49.12	50.88
<b>Etage6</b>	502.233	231.74	68.42	31.58	419.28	341.24	55.13	44.87
<b>Etage7</b>	464.34	196.34	70.28	29.72	416.029	338.67	55.12	44.88
<b>Etage8</b>	360.361	178.905	66.82	33.18	361.357	257.415	58.39	41.61
<b>Etage9</b>	309.433	96.203	76.28	23.72	338.407	140.578	70.55	29.35
<b>Etage10</b>	238.911	52.756	81.91	18.09	296.556	120.815	71.05	28.95
<b>Etage11</b>	27.515	0.00	100	0.00	37.48	0.00	100	0.00

A partir du tableau, on constate que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20% exigé par le R.P.A.99/version 2003.

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75% et les portiques reprennent plus de 25%.

#### **IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du R.P.A99/version 2003 :**

##### **IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

D'après l'article (3.4.6) du R.P.A99/version 2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$\begin{cases} V_{x_{dy}} = 1288.39 \text{ KN} \\ V_{y_{dyn}} = 1319.786 \text{ KN} \end{cases}$$

On a :

$$V_{x_{st}} = V_{y_{st}} = 1527.128 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

**Tableau IV.5.** Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultantes des forces sismiques	$V_{dyn}$	$V_{st}$	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	1288.39	1527.128	0.84	vérifiée
Sens y-y	1319.786	1527.128	0.86	vérifiée

$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8$  Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

#### IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

$B_c$  : section du poteau.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	$N_d$ (KN)	Section ( $cm^2$ )	$\nu$	Observation
R.D.C, 1 <sup>er</sup> étage	2382.10	(60x60)	0.26	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	1951.65	(55x60)	0.23	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	1485.10	(55x55)	0.23	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	1078.21	(50x55)	0.15	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	696.56	(50x50)	0.11	Vérifiée
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	336.78	(45x45)	0.06	Vérifiée

#### IV.5. Calcul des déplacements :

D'après l'article (Article 4.4.3) du R.P.A99/ version 2003, le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement. R=5.

D'après l'article (5.10) du R.P.A99/version 2003, le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e$$

$h_e$  : étant la hauteur d'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.**Vérification des déplacements.

Niveaux	$h_e$ (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
R.D.C	3.04	0.000	0.003	0	0.003	0.000	0.0003	0.001	0	0.001	0.000
Etage1	2.88	0.001	0.008	0.003	0.0055	0.001	0.0010	0.005	0.001	0.003	0.001
Etage2	2.88	0.003	0.015	0.008	0.007	0.0024	0.0019	0.009	0.005	0.004	0.001
Etage3	2.88	0.004	0.023	0.015	0.0075	0.002	0.0030	0.015	0.009	0.005	0.001
Etage4	2.88	0.006	0.031	0.023	0.008	0.002	0.0042	0.021	0.015	0.006	0.002
Etage5	2.88	0.007	0.038	0.031	0.0075	0.002	0.0055	0.027	0.021	0.006	0.002
Etage6	2.88	0.009	0.046	0.038	0.0075	0.002	0.0067	0.033	0.027	0.006	0.002
Etage7	2.88	0.0105	0.0525	0.046	0.0065	0.0022	0.0080	0.04	0.0335	0.0065	0.0022
Etage8	2.88	0.0118	0.059	0.0525	0.0065	0.0022	0.0092	0.046	0.04	0.006	0.0020
Etage9	2.88	0.0128	0.064	0.059	0.005	0.0017	0.0103	0.0515	0.046	0.0055	0.0019
Etage10	2.88	0.0137	0.0685	0.064	0.0045	0.0015	0.0114	0.057	0.0515	0.0055	0.0019
Etage11	2.88	0.0144	0.072	0.0685	0.0035	0.0012	0.0122	0.061	0.057	0.004	0.0013

D'après le tableau ci-dessus on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### IV.6. 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 déplacements. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.1 \quad \text{Article (5.9) R.P.A99/version 2003.}$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0.1 < \theta_k < 0.20$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effet P-delta.

Niveaux	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
<b>R.D.C</b>	3.04	23452.01	0.003	1281.139	0.0018	0.0015	1312.722	0.0088
<b>Etage1</b>	2.88	20691.57	0.0055	1226267	0.0322	0.0035	1268.948	0.0198
<b>Etage2</b>	2.88	18367.66	0.007	1045.77	0.0426	0.0045	1178.7	0.0243
<b>Etage3</b>	2.88	16027.41	0.0075	988.324	0.0422	0.0055	1153.914	0.0265
<b>Etage4</b>	2.88	13737.69	0.008	923.82	0.0413	0.006	1079.035	0.0265
<b>Etage5</b>	2.88	11443.99	0.0075	848.252	0.0351	0.0065	987.834	0.0261
<b>Etage6</b>	2.88	9195.334	0.0075	733.976	0.0326	0.006	760.52	0.0251
<b>Etage7</b>	2.88	6944.452	0.0065	660.689	0.02372	0.0065	754.7	0.0207
<b>Etage8</b>	2.88	4737.211	0.0065	539.266	0.01982	0.006	618.772	0.0149
<b>Etage9</b>	2.88	2526.316	0.005	405.636	0.01081	0.0055	478.985	0.0100
<b>Etage10</b>	2.88	239.616	0.0045	291.667	0.00128	0.0055	417.371	0.0010
<b>Etage11</b>	2.88	0.0000	0.0035	27.515	0.0000	0.004	37.48	0.0000

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure.

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

## V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens, leurs ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures seront déterminés suivant les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures seront déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \\ N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

### V.2.1. Les recommandations du R.P.A.99/version 2003 :

#### ➤ Les armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de 0.8 % (Zone IIa).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes, et 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le **R.P.A.**

**Tableau V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales selon le R.P.A dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	60×60	28.80	144	216
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	55×60	26.40	132	198
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	24.20	121	181.5
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	50×55	22	110	165
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	50×50	20	100	150
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	45×45	16.20	81	121.5

➤ **Les armatures transversales :**

D'après l'article (7.4.2.2) du R.P.A99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V<sub>u</sub> : L'effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub>: Hauteur totale de la section brute.

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

ρ<sub>a</sub> = 2.5 si λ<sub>g</sub> ≥ 5.

ρ<sub>a</sub> = 3.75 si λ<sub>g</sub> < 5. (λ<sub>g</sub> élancement géométrique du poteau).

t : L'espacement des armatures transversales tel que :

- t ≤ min (10.Ø<sub>l</sub>, 15cm).....zone nodale.
- t ≤ 15Ø<sub>l</sub>.....zone courante.

Avec :

$\phi_l$  : diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi_l$ .

### V.2.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **SAP2000** version **14** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les poteaux.

Poteaux	$M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$		$N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$		$N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$	
	$M_{\max}$	$N_{\text{corres}}$	$N_{\max}$	$M_{\text{corres}}$	$N_{\min}$	$M_{\text{corres}}$
<b>60×60</b>	85.2424	-1345.05	-2382.10	-56.89	-0.561	74.56
<b>55×60</b>	85.50	-1155.65	-1951.65	-13.72	-7.93	31.36
<b>55×55</b>	-72.57	-1104.80	-1485.101	42.97	-10.10	31.61
<b>50×55</b>	68.15	-394.86	-1078.21	-34.80	-0.151	16.49
<b>50×50</b>	52.83	-291.39	-696.50	31.025	-8.56	10.58
<b>45×45</b>	-54.20	-84.50	-336.78	33.07	-4.93	4.74



### V.2.3. Sections des armatures longitudinales dans les poteaux :

Tableau V.3 .Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ ) R.P.A	$A_{calculée}$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	60×60	28.80	2.75	12HA16+4HA14=30.29
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	55×60	26.40	1.33	8HA16+8HA14=28.36
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	24.20	1.46	12HA14+4HA16=26.51
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	50×55	22	0.83	16HA14=24.63
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	50×50	20	0.47	12HA16=24.13
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	45×45	16.20	2.36	12HA14=18.47

D'après le tableau, on remarque que le ferrailage adopté est celui donné par les recommandations du R.P.A99/version 2003, car il est supérieur.

### V.2.4. Sections des armatures transversales dans les poteaux :

Tableau V.4 .Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	RDC, 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage
Section ( $cm^2$ )	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×45
$\phi_{l_{max}}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4
$\phi_{l_{min}}$ (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.6	1.4
$l_f$ (cm)	212.5	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6
$\lambda_g$	3.54	3.36	3.66	3.66	3.04	3.48
$Lr$ (cm)	56	56	56	56	56	56
$Vu$ (KN)	123.69	123.69	98.79	76.63	64.91	52.10
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
$A^t$ ( $cm^2$ )	2.90	2.89	2.52	1.95	1.82	1.62
$A_{min}^t$ zone nodale ( $cm^2$ )	3.99	3.90	3.49	3.49	2.71	1.93
$A_{min}^t$ zone courant ( $cm^2$ )	5.98	5.85	5.23	5.23	4.06	2.90
$A_{adoptée}^t$ ( $cm^2$ )	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	6HA10=4.79	6HA10=4.79

Conformément aux règles du R.P.A 99/version 2003 et au B.A.E.L91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{l}{3} \times \phi_l^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### V.2.5. Vérifications :

#### ➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha \left( \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots C.B.A93(\text{article B.8.4.1})$$

Avec :

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

Br : section réduite du béton.

A<sub>s</sub> : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ Rayon de giration.}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (KN)	N <sub>max</sub> (KN)
D.D.C	60×60	3.04	2.12	12.30	0.82	30.29	0.33	5875.03	2382.10
1 <sup>er</sup> étage	60×60	2.88	2.01	11.65	0.83	30.29	0.33	5946.68	2236.04
2 <sup>eme</sup> étage	55×60	2.88	2.01	11.65	0.83	28.36	0.30	5429.85	1951.65
3 <sup>eme</sup> étage	55×60	2.88	2.01	11.65	0.83	28.36	0.30	5429.85	1705.61
4 <sup>eme</sup> étage	55×55	2.88	2.01	12.75	0.82	26.51	0.28	5007.96	1485.10
5 <sup>eme</sup> étage	55×55	2.88	2.01	12.75	0.82	26.51	0.28	5007.96	1278.52
6 <sup>eme</sup> étage	50×55	2.88	2.01	12.75	0.82	24.63	0.25	4498.78	1078.21
7 <sup>eme</sup> étage	50×55	2.88	2.01	12.75	0.82	24.63	0.25	4498.78	887.21
8 <sup>eme</sup> étage	50×50	2.88	2.01	14.00	0.82	24.13	0.23	4180.82	696.50
9 <sup>eme</sup> étage	50×50	2.88	2.01	14.00	0.82	24.13	0.23	4180.82	515.742
10 <sup>eme</sup> étage	45×45	2.88	2.01	15.62	0.81	18.47	0.18	3220.37	336.78
11 <sup>eme</sup> étage	45×45	2.88	2.01	15.62	0.81	18.47	0.18	3220.37	117.80

D'après le tableau ci-dessus, on constate que :  $N_{\max} \leq Nu$ .

➤ **Vérification des contraintes :**

Etant 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 :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy}} \times v$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15A(d-v)^2 + 15A'(v-d')^2$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(Ad + A'd')}{bh + 15(A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0.9h$$

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15A(d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{b \cdot h + 15A}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	60×60	54	30.29	32.69	27.31	0.0131	1721.55	42.66	5.84	15
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	55×60	54	28.36	32.74	27.26	0.0120	1406.13	39.18	5.32	15
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	49.5	26.51	30.05	24.95	0.0092	1085	33.49	4.68	15
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	50×55	49.5	24.63	30.10	24.90	0.0085	787.60	29.06	3.89	15
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	50×50	45	24.13	27.52	22.48	0.0064	508.67	28.10	3.24	15
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	45×45	45.5	18.47	24.66	30.34	0.0042	245.87	36.5	3.35	15

D'après le tableau, on remarque que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

D'où : la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le R.P.A99/version 2003 (article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

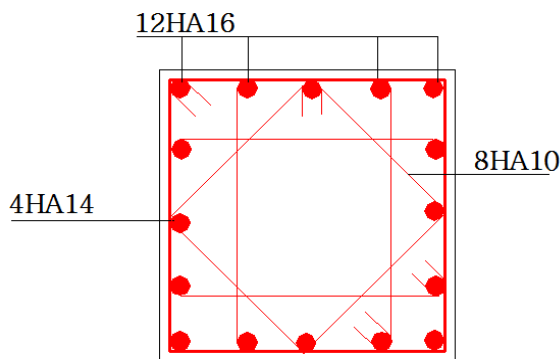
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes tangentielles.

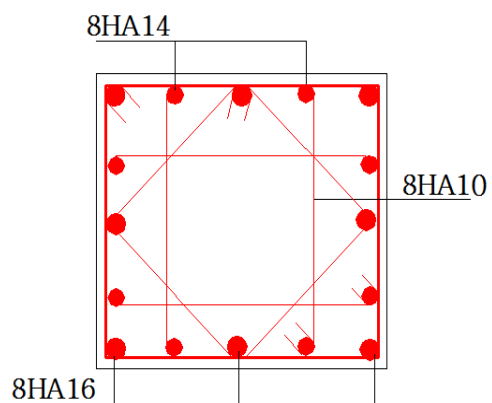
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	Vu (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Observation
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	60×60	2.12	3.54	0.04	54	123.89	0.38	1	vérifiée
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	55×60	2.01	3.36	0.04	54	123.69	0.41	1	vérifiée
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	2.01	3.66	0.04	49.5	98.79	0.36	1	vérifiée
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	50×55	2.01	3.66	0.04	49.5	76.63	0.30	1	vérifiée
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	50×50	2.01	4.03	0.04	45	64.91	0.28	1	vérifiée
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	45×45	2.01	4.48	0.04	45.5	52.10	0.28	1	vérifiée

D'après le tableau, on remarque que la condition exigée par le R.P.A99/version 2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée à tous les niveaux.

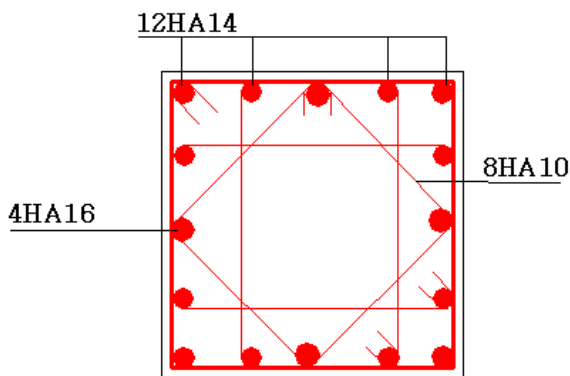
➤ Schémas de ferrailage des poteaux :



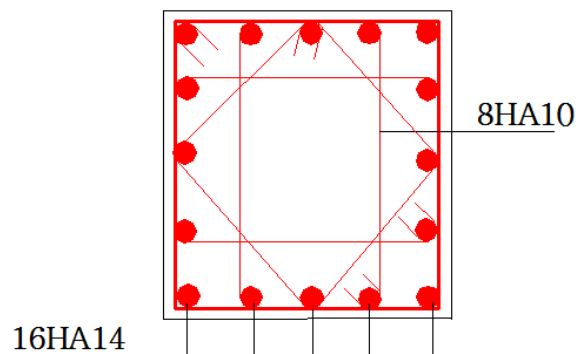
a. Poteaux R.D.C+ 1<sup>er</sup> étage.



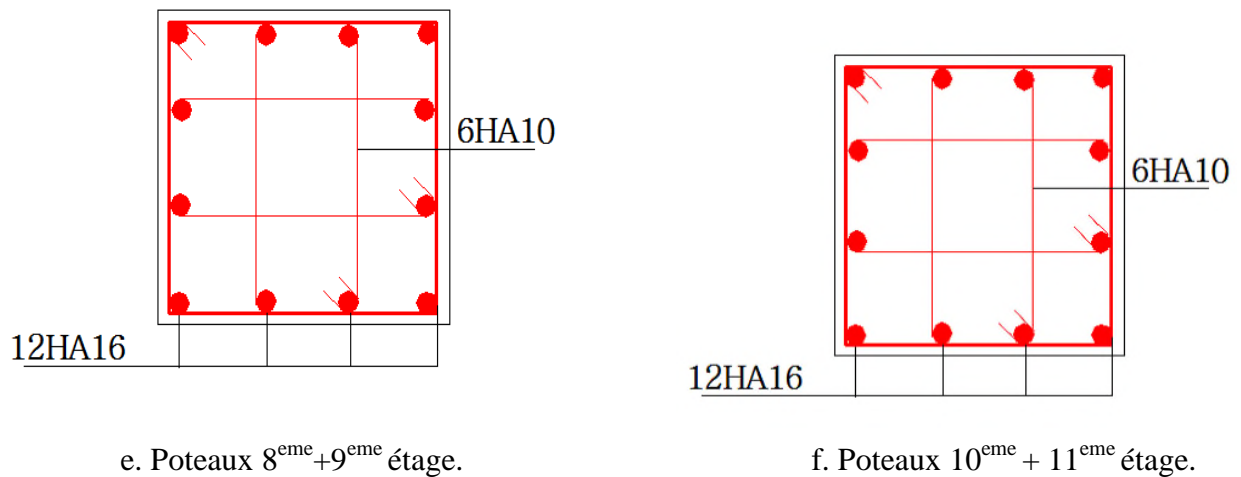
b. Poteaux 2<sup>eme</sup>. + 3<sup>eme</sup> étage.



d. Poteaux 6<sup>eme</sup>+7<sup>eme</sup> étage.



c. Poteaux 4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup> étage.



**Figure V.** Schémas de ferrailage des poteaux des différents étages.

**V.3. Etude des poutres :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions longitudinales. L’effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres : les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

Après détermination des sollicitations (M, N et T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/version 2003** en zone IIa, et celles données par le B.A.E.L99.

Les poutres sont étudiées en tenant en compte les efforts donnés par le logiciel **SAP2000**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le R.P.A99/version 2003 suivante :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \dots\dots\dots \text{R.P.A99(Article 5.2)} \\ 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

**V.3.1.Recommandions du RPA99/version 2003 :**

➤ **Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% de la section de béton en zone courante, et de 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi_1$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b.$$

Avec:

$S_t$  : L'espacement maximum entre les armatures transversales des poutres :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi_{\min} \right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2.Ferraillage des poutres :

#### V.3.2.1.Sollicitation de calculs :

Les sollicitations dans les poutres sont extraites du logiciel **SAP2000** version **14** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8.**Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN)	V (KN.m)
RDC, Etages courants	109.4009	107.0259	162.769	64.944	94.1525	108.772
Terrasse accessible	46.4205	93.818	120.769	55.7089	72.2358	63.711

### V.3.2.2. Les armatures longitudinales :

Les résultats de calcul obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9.** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et Etages courants	Principales	30×45	Appuis	7.34	6.75	3HA14+3HA12=8.01
			Travées	7.17		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaires	30×40	Appuis	7.09	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travées	4.89		6HA12=6.79
Terrasse accessible	Principales	30×45	Appuis	5.93	6.75	6HA12=6.79
			Travées	2.83		6HA12=6.79
	Secondaires	30×45	Appuis	5.15	6	6HA12=6.79
			Travées	3.92		6HA12=6.79

#### ➤ Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm} , \text{ Soit : } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm} , \text{ Soit : } l_r = 50 \text{ cm}$$

### V.3.2.3. Diamètre des armatures transversales :

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



➤ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc, on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier).

➤ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier).

**V.3.2.4. Calcul des espacements des armatures transversales :**

• **Poutres principales :**

$$S_t \leq \min(S_{t_1}, S_{t_2}, S_{t_3}) \quad \text{Avec :}$$

$$S_{t_1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t_1} \leq 67cm \quad \Rightarrow S_{t_1} \leq 67cm$$

$$S_{t_2} \leq \min(0.9 \times d, 40cm) \Rightarrow S_{t_2} \leq 37,8cm$$

$$S_{t_3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t_3} \leq 32.98cm$$

▪ Selon le **RPA99**

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$$

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

• **Poutre secondaires :**

$$S_t \leq \min(S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3})$$

Avec :

$$S_{t_1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t_1} \leq 67cm \quad \Rightarrow S_{t_1} \leq 67cm$$

$$S_{t_2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t_2} \leq 33,33cm$$

$$S_{t_3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t_3} \leq 62.5cm$$

- Selon le **RPA99** :

**Zone nodale :**  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 10cm$  , Soit  $S_t = 10cm$

**Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$  , Soit :  $S_t = 15cm$

On adopte un espacement de 15cm en zone courante et de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80cm$  .

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.1 \times 0.3 = 0.9cm^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone nodale.}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.3 = 1.35cm^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

On adopte pour :  $A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$  (un cadre Ø8 et un étrier Ø8).

**V.3.2.5. Vérifications [BAEL91] :**

- **Vérifications à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

- **Poutre principales :**

$$A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 cm^2$$

$$A^{\min} < A_{cal} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaires :**

$$A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 cm^2$$

$$A^{\min} < A_{cal} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25 MPa \text{ BAEL91 (Article H.III.1)}$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	τ̄ MPa	observation
Principales	162.769	1.29	3.25	Vérifiée
Secondaires	108.772	0.979	3.25	Vérifiée

D'après le tableau, on remarque que  $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas risque de cisaillement et cela pour tous type de poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

-Appui de rives : 
$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

-Appui intermédiaires : 
$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11.** Vérification au cisaillement.

Poutres	A <sub>l</sub> (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	8.01	162.769	107.0259	4.67	-3.46	Vérifiée
Secondaires	8.01	108.772	94.1525	3.12	-5	Vérifiée

• **Vérification à L'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

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

y est la racine de la solution de l'équation :

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

Le moment d'inertie de la section fissurée par rapport à l'axe neutre est donné par :

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.**

Poutres	localisation	M <sub>ser</sub> (KN)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Principales	Appui	68.119	121339.35	15	8.42	15	vérifiée
	Travée	33.715	143041.68	17.7	4.17	15	vérifiée
Secondaires	Appui	58.167	95096.29	16.4	10.03	15	vérifiée
	Travée	42.37	108806.71	18.1	7.04	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :**

Selon le BAEL91 (Article B.6.5) et du CBA93, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- **Poutres principales :**

$$\frac{h}{l} > \frac{45}{550} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{ser}^t = 68.11 \text{ KN.m}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.28 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{plancher}} = 6.75 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.3755 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{total}} = 30.5 \text{ KN/m} ; q_s = G_{\text{total}} + Q = 37.25 \text{ KN/m}$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{37.25 \times 5.5^2}{8} = 140.85 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{45}{550} = 0.08 > \frac{M_t^{\text{ser}}}{10 \times M_0^{\text{ser}}} = 0.04 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8.01}{30 \times 42} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01505 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

**- Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{l} > \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{\text{ser}}^t = 30.84 \text{ KN.m}$$

$$G_{\text{plancher}} = 17.16 \text{ KN/m} ; Q_{\text{plancher}} = 4.875 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.40 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{total}} = 20.16 \text{ KN/m} ; q_s = G_{\text{total}} + Q = 25.035 \text{ KN/m}$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{25.035 \times 4.5^2}{8} = 63.36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{40}{450} = 0.08 > \frac{M_t^{\text{ser}}}{10 \times M_0^{\text{ser}}} = 0.048 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{9.24}{30 \times 37} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01505 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Schémas de ferrailage :

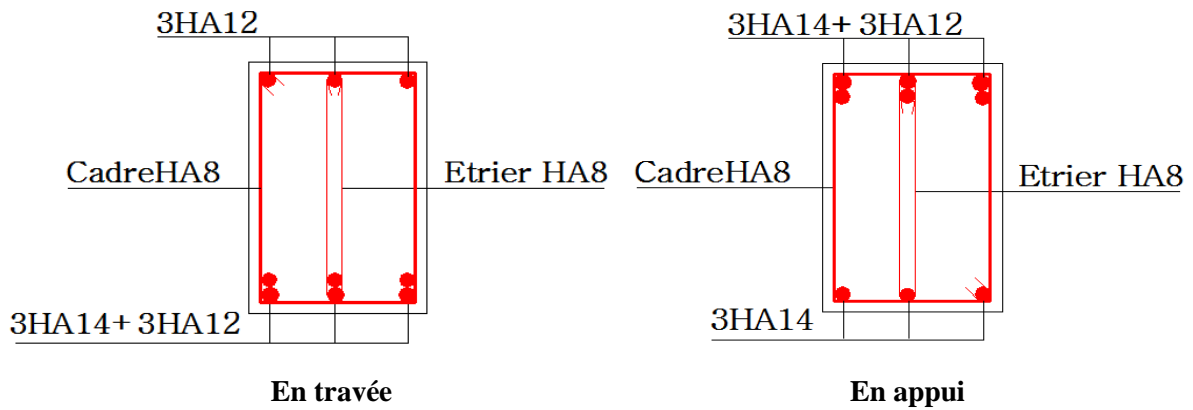


Figure V.2 : Schémas de ferrailage des poutres principales étages courants.

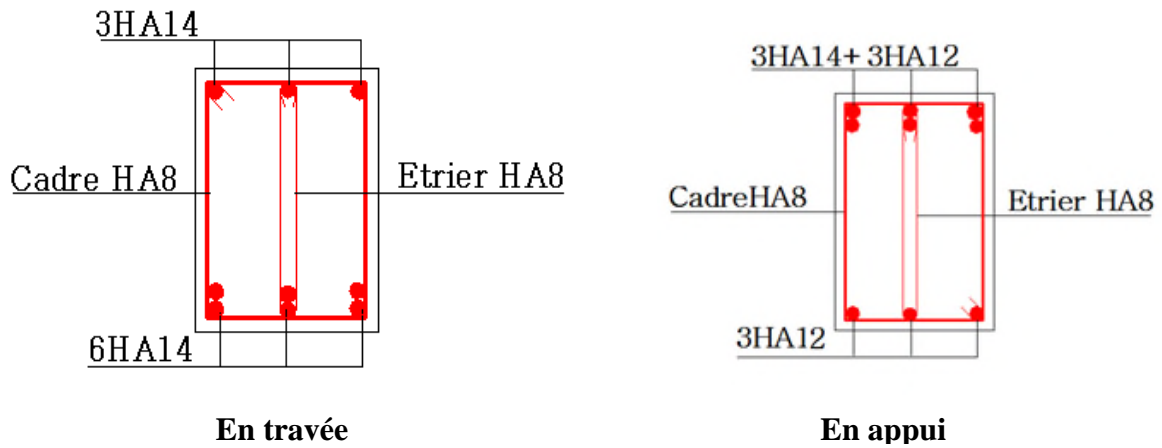


Figure V.3 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires étages courants.

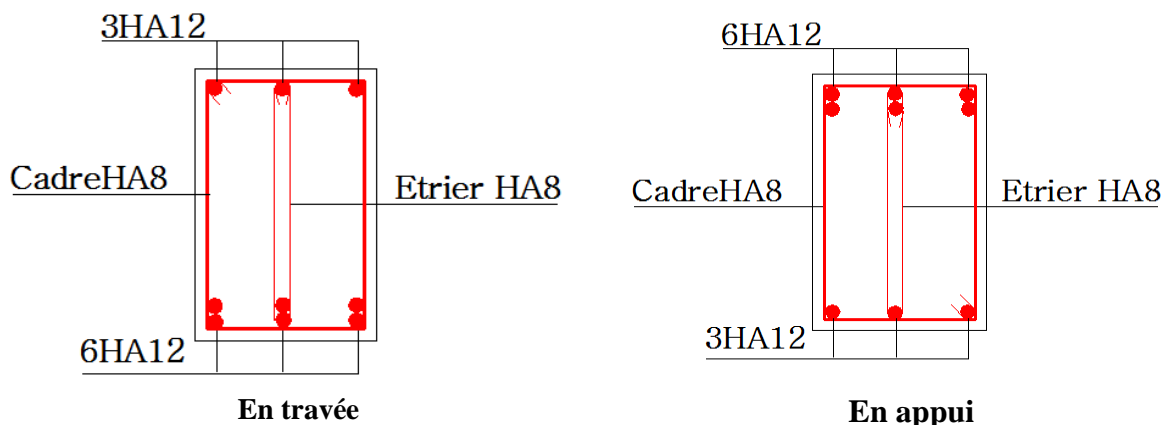


Figure V.4 : Schémas de ferrailage des poutres principales de la terrasse.

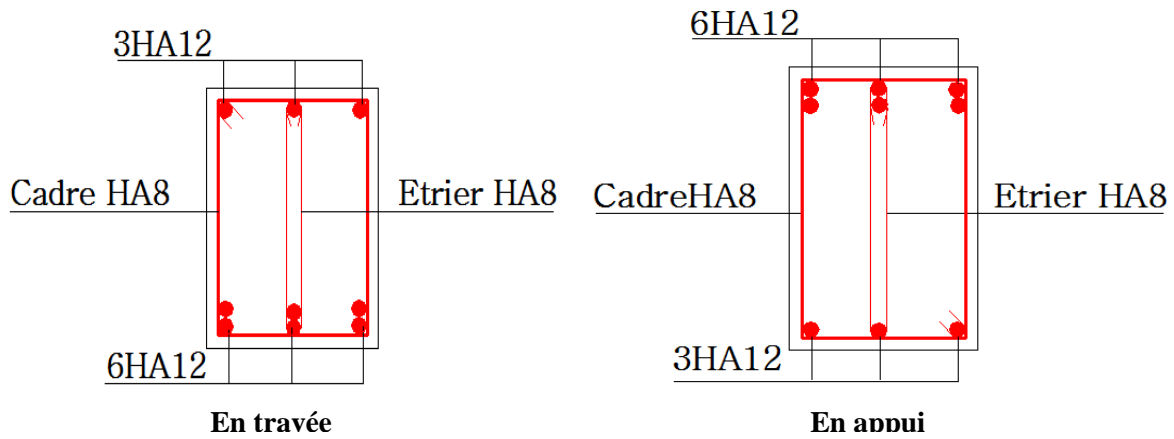


Figure V.5 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse.

➤ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/33 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

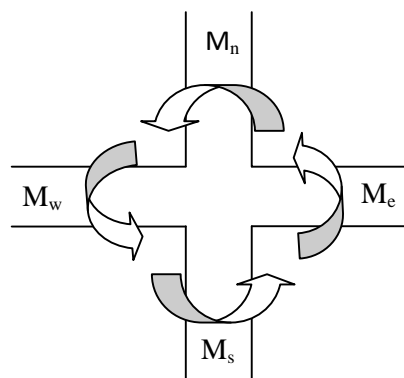


Figure V.6 : Schéma de la zone nodale.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$Z = 0.9 \times h$$

h : La hauteur totale de la section du béton.

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13.** Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	z (m)	As ( $cm^2$ )	$M_R$ (KN.m)
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	60×60	0.54	30.29	569.20
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	55×60	0.54	28.36	532.94
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	0.495	26.51	456.66
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	50×55	0.495	24.63	424.27
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	50×50	0.45	24.13	377.87
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	45×45	0.405	18.47	260.31

➤ **Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :



Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	PP	45×30	0.405	8.01	112.89
	PS	40×30	0.360	9.24	115.75
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	PP	45×30	0.405	8.01	112.89
	PS	40×30	0.360	9.24	115.75
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	PP	45×30	0.405	8.01	112.89
	PS	40×30	0.360	9.24	115.75
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	PP	45×30	0.405	8.01	112.89
	PS	40×30	0.360	9.24	115.75
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	PP	45×30	0.405	8.01	112.89
	PS	40×30	0.360	9.24	115.75
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	PP	45×30	0.405	6.79	95.69
	PS	40×30	0.360	6.79	85.06

➤ **Vérification des zones nodales :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification des zones nodales.

Niveaux	plan	$1.25 \times (M_e + M_w)$	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub>	Observation
RDC, 1 <sup>er</sup> étages	PP	282.22	1138.4	<b>vérifiée</b>
	PS	289.375		<b>vérifiée</b>
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étages	PP	282.225	1102.14	<b>vérifiée</b>
	PS	289.375		<b>vérifiée</b>
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étages	PP	282.225	989.6	<b>vérifiée</b>
	PS	289.375		<b>vérifiée</b>
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étages	PP	282.225	880.93	<b>vérifiée</b>
	PS	289.375		<b>vérifiée</b>
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étages	PP	282.225	802.14	<b>vérifiée</b>
	PS	289.375		<b>vérifiée</b>
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étages	PP	239.225	638.18	<b>vérifiée</b>
	PS	212.65		<b>vérifiée</b>

#### V.4. Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement, soumis à des charges verticales (G, Q) et des charges sismiques (E). Pour une structure contreventée par voile, toutes les charges et surcharges sont repris par ces derniers.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec un effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

##### V.4.1.Recommandations du R.P.A99/version 2003 :

Les voiles comportent des :

- **Des aciers verticaux :**
  - Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
  - Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est de :

$$A_{\min} = 0.2\% \times lt \times e$$

$lt$  : 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  $S_t \leq e$ .
  - A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
  - Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- **Aciers horizontaux :**
- ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, à maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de se flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $130^\circ$  ayant une longueur de  $10\emptyset$ .
- **Règles communes :**
- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :
    - Globalement dans la section du voile 0.15%.
    - En zone courante (non tendue) 0.10%.
      - L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm})$ .
      - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
      - Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
      - Les longueurs de recouvrements doivent être égales à
        - $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
        - $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
          - Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{v}{f_e}$$

Avec :  $v = 1.4 \times V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.2. Ferrailage des voiles :

Les résultats de ferrailage des voiles A, B, C, et D représentés sur la figure (IV.2) sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.16.**Ferrailage du voile (A).

Niveaux	RDC, 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , 10 <sup>eme</sup> étage
L (m)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	7.42	-77.34	-54.75	-32.88	-12.15
N (KN)	2642.062	2210.15	1744.38	1309.69	797.75
V (KN)	510.51	440.42	339.42	259.47	154.36
$\tau$ (MPa)	0.882	0.761	0.587	0.448	0.267
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	38.05	32.381	25.6	19.14	22.6
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	18	18	18	18	18
$A_v^{adp}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	40.20	32.68	27.52	22.60	22.6
N <sup>barre</sup>	20T16	4T16+16T	12T14+8T12	20T12	20T12
S <sub>t</sub> (cm)	23	23	23	23	23
$A_h^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	1.10	0.95	0.73	0.56	0.33
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.92	7.44	7.44	7.44	7.44
$A_h^{adp}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69
N <sup>barre</sup>	11T10	11T10	11T10	11T10	11T10
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.17 .Ferrailage du voile (B).

Niveaux	RDC, 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , 10 <sup>eme</sup> étage
L (m)	2	2	2	2	2
B (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	839.9	-71.42	-49.67	-7.01	-9.95
N (KN)	1926.13	1523.153	1217.90	935.05	583.65
V (KN)	400.46	241.84	204.20	142.04	96.52
$\tau$ (MPa)	1.55	0.94	0.79	0.55	0.37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	34.05	23.43	18.57	13.59	8.60
$A_v^{min}(\text{cm}^2)$	8	8	8	8	8
$A_v^{adp}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	35.17	24.72	18.82	15.40	9.86
$N^{barre}$	8T20+5HA16	10T16+3T14	7T14+4T16	10T14	2HA14+6T12
$S_t$ (cm)	15	15	20	20	25
$A_h^{cal}/\text{face}$	1.95	1.18	0.99	0.69	0.47
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	7.44	7.44	7.44	7.44	7.44
$A_h^{adp}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	9.48	8.69	8.69	8.69	8.69
$N^{barre}$	12T10	11T10	11T10	11T10	11T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.18 : Ferrailage du voile (C).

Niveaux	RDC, 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , 10 <sup>eme</sup> étage
L (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	136.40	-26.99	-27.48	105.36	64.83
N (KN)	900.80	671.69	520.64	415.36	224.85
V (KN)	182.28	139.07	126.55	89.02	63.03
$\tau$ (MPa)	1.05	0.80	0.72	0.51	0.36
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	15.05	10.51	8.36	7.08	4.48

$A_v^{min}(cm^2)$	5.40	5.40	5.40	2.69	4.05
$A_v^{adp}/face (cm^2)$	16.21	10.68	9.86	9.04	6.32
$N^{barre}$	5HA16+4 HA14	4HA14+4HA 12	2HA14+6HA 12	8HA12	8HA10
$S_t (cm)$	15	15	15	15	15
$A_h^{cal}/face (cm^2)$	1.31	1.00	0.91	0.61	0.45
$A_h^{min}(cm^2)$	7.92	7.44	7.92	0.60	0.60
$A_h^{adp}/face (cm^2)$	9.48	8.69	8.69	8.69	5.52
$N^{barre}$	12T10	11T10	11T10	11T10	11T10
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25

Tableau V.19.Ferrailage du voile (D).

Niveaux	RDC, 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , 10 <sup>eme</sup> étage
$L (m)$	3.65	3.65	3.65	3.65	3.65
$e (m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$M (KN.m)$	523.99	537.47	403.68	276.14	155.33
$N (KN)$	1545.25	1217.26	983.54	752.51	477.08
$V (KN)$	375.53	373.37	222.13	126.08	124.97
$\tau (MPa)$	0.80	0.79	0.47	0.27	0.26
$\bar{\tau} (MPa)$	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face (cm^2)$	28.39	23.84	16.42	12.24	7.55
$A_v^{min}(cm^2)$	14.60	14.60	14.60	14.60	14.60
$A_v^{adp}/face (cm^2)$	30.54	24.64	19.72	16.64	15.82
$N^{barre}$	6HA16+ 12HA14	16HA14	4HA14+12 HA12	2HA14+12 HA12	14HA12
$S_t (cm)$	20	25	25	27	27
$A_h^{cal}/face (cm^2)$	1.00	0.99	0.59	0.34	0.33
$A_h^{min}(cm^2)$	7.44	7.92	7.44	7.29	7.29
$A_h^{adp}/face (cm^2)$	9.48	8.69	8.69	8.69	8.69
$N^{barre}$	12T10	11T10	11T10	11T10	11T10
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25

Avec :

$A_v^{cal}$  : Section d'armatures verticales calculées.

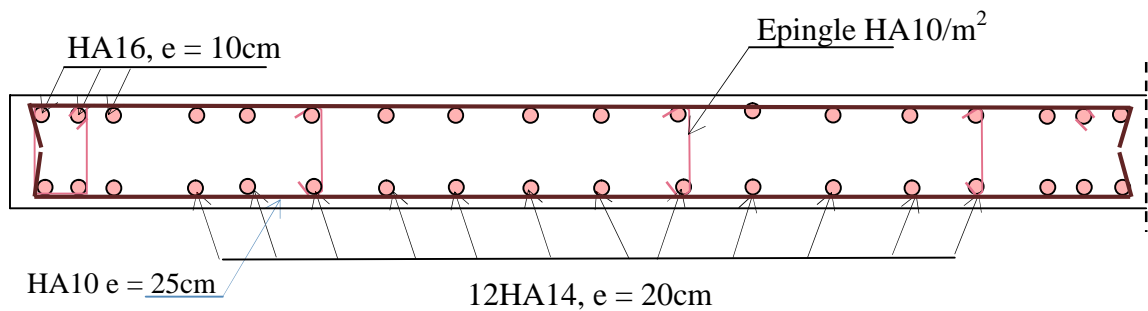
$A_v^{min}$  : Section minimale des armatures verticales

$S_t$  : espacement des armatures.

$A_h^{cal}$  : Section d'armatures horizontales calculées.

$A_h^{min}$  : Section minimale des armatures horizontales.

➤ **Exemple d'un Schéma de ferrailage :**



**Figure V.7 :** schéma de ferrailage du voile (D) au R.D.C et au 1<sup>er</sup> étage.

# **Chapitre VI :**

# **Etude des fondations**



### VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de de l'ouvrage.

### VI.2. Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La profondeur de bon sol.

En se basant sur la nature du sous-sol du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques et géotechniques, le type de fondation suggéré est superficiel, ancré à 1.5m de profondeur après terrassement et une contrainte admissible de 1.6 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

### VI.3. Les vérifications de types de fondations :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons : **G+Q+E**, et **0.8G+E** obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{adm}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{adm} = 1.6 \text{ bars}$  D'après le rapport du sol.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

**VI.3.1. Vérification des semelles isolées :**

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a x b) d'où les semelles sont rectangulaires (A x B).

➤ **Pré dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right\} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{a \times N}{b \times \sigma_s}} = \sqrt{\frac{0.6 \times 2382.10}{0.6 \times 160}} = 3.85m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

**VI.3.2. Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

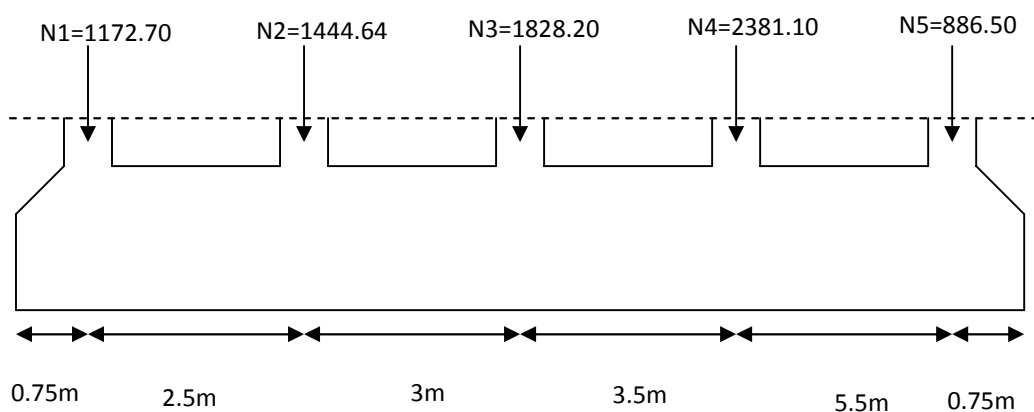


Figure VI.1. Semelle filante.

$$N = \sum Ni = 7713.14KN$$

$$B \geq \frac{7713.14}{160 \times 16} = 3.02m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Par conséquent nous optons à l'emploi d'un radier général.

### VI.3.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé; c'est une très bonne solution car il permet une transmission des charges au sol sans en évitant les tassements différentiels. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour le radier à nervures supérieures.

➤ **Pré dimensionnement :**

▪ **Condition de coffrage :**

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots(1) \\ h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Dans notre cas :  $L_{max} = 5.50$  m

$$D'où : \begin{cases} h_t \geq 55cm \\ h_r \geq 27.5cm \end{cases}$$

▪ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max} \dots\dots\dots(3)$$

$L_e$  : étant la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3,216 \cdot 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$ .

b : largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 0.82m$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} h_t = 90cm \\ h_r = 40cm \end{cases}$$

➤ **Surface du radier :**

$N_s = 26347.96 \text{ KN}$  (poids total transmis par la structure).

$P_{\text{radier}} = 0.40 \times 25 \times 220.52 = 2205.17 \text{ KN}$  (poids du radier).

Poids de l'ensemble des nervures sens x-x :  $(60/50) = 528.60 \text{ KN}$ .

Poids de l'ensemble des nervures sens y-y  $(60/50) = 504.98 \text{ KN}$ .

Poids des avant-poteaux :  $P = 337.50 \text{ KN}$ .

Poids des voiles :  $P = 86.25 \text{ KN}$ .

$$N_u = 26347.96 + 2205.17 + 528.60 + 504.98 + 337.50 + 86.25 = 30010.46 \text{ KN}$$

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30010.46}{160} = 184.92 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 187.56 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = 220.52 \text{ m}^2$

On a :  $S_{\text{rad}} = 187.86 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 220.52 \text{ m}^2 \Rightarrow$  Le radier sans débord.

Donc, on opte pour une surface qui égale à la surface du bâtiment :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 220.52 \text{ m}^2$

### VI.3.3.1. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Figure VI.2.** Schéma du poinçonnement.

Avec :

$N$  : L'effort normal de calcul.

$h$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.6 + 0.4 = 1m \\ B = b + h = 0.6 + 0.4 = 1m \end{cases}$$

D'où :  $U_c = 4m$ .

On a :  $N = 2.38210MN$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4 \times 0.40 \times \frac{25}{1.15} = 1.56MN > N_u = 2.38210MN \dots \text{Non vérifié.}$$

Donc, on augmente la hauteur du radier, soit  $h_r = 60cm$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.34MN < N_u = 2.38210MN$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1.f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m$ .

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 = \frac{30010.46 \times 5.50 \times 1}{2 \times 220.52} = 374.24KN$$

$$d = 0.9 h_r = 0.9 \times 0.6 = 0.54 m$$

D'où :  $\tau_u = \frac{374.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.69 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

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

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N_u}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y) \times X_G$$

Tel que :  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

D'après le logiciel **SOCOTEC**, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 2560.77 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 5359.69 \text{ m}^4$$

$$X_G = 11.22 \text{ m}$$

$$Y_G = 6.39 \text{ m}$$

On a :  $M_x = 29185.91 \text{KN.m}$  et  $M_y = 28125.13 \text{KN.m}$

• **Sens x-x :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{30010.46}{220.52} + \frac{29185.91 \times 6.39}{2560.77} = 208.91 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{30010.46}{220.52} - \frac{29185.91 \times 6.39}{2560.77} = 63.26 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 208.91 + 63.26}{4} = 172.49 \text{KN/m}^2 > \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{KN/m}^2$$

• **Sens y-y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{30010.46}{220.52} + \frac{28125.13}{5359.69} \times 11.22 = 194.86 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{30010.46}{220.52} - \frac{28125.13}{5359.69} \times 11.22 = 77.21 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 165.44 \text{KN/m}^2 > \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{KN/m}^2$$

La contrainte n'est pas vérifiée dans les deux sens d'où il est judicieux d'augmenter la surface du radier. Soit D le débord du radier.

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right), \text{ en optant pour un débordement de } 0.4 \text{ m.}$$

D'après le logiciel **SOCOTEC**, on a :  $S = 244.06 \text{ m}^2$

Après les calculs, on trouve les résultats suivants :

- **Sens x-x :**

$$\sigma_{\max} = 195.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 50.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 159.37 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_{\max} = 181.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 64.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 152.40 \text{ KN/m}^2$$

Soit :  $S_{\text{rad}} = 244.06 \text{ m}^2$

➤ **Vérification de la stabilité de renversement :**

Selon le R.P.A99/version 2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N_u} < \frac{B}{4}$

- **Sens x-x :**

$$e_x = \frac{M_x}{N_u} = \frac{29185.91}{30010.46} = 0.97 \text{ m} < \frac{L_x}{4} = \frac{21.38}{4} = 5.34 \text{ m}$$

- **Sens y-y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{28125.13}{30010.46} = 0.93 \text{ m} < \frac{L_y}{4} = \frac{12.8}{4} = 3.2 \text{ m}$$

Les conditions citées ci-dessous sont vérifiées dans les deux sens.

## VI.4.Ferrailage du radier :

### VI.4.1.Ferrailage de la dalle :

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, appuyé sur les nervures en flexion, 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.

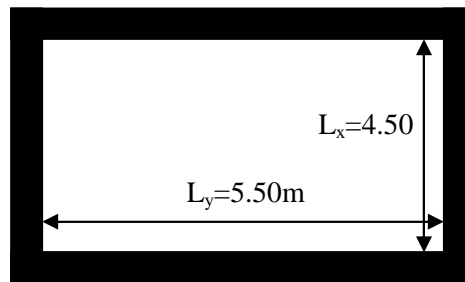


Figure VI.3. Panneau de dalle sur 04appuis.

#### ➤ Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{30010.46}{244.06} = 122.96 \text{ KN} / m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times L_x^2 \times Q_u = 136.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 84.01 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 116.39 \text{ KN.m} , M_{ty} = 0.85 \times M_y = 71.40 \text{ KN.m}$$

- En appui :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 68.47 \text{ KN.m} \quad \text{Le ferrailage se fera pour une section } (b \times h_r) = (1 \times 0.60) m^2$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 42.00 \text{ KN.m}$$



➤ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12$  cm et  $\rho > 0.4$ . La valeur minimale des armatures est :

$$A_x = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}, A_y = \rho_0 \times b \times e$$

$\rho_0 = 0.0008$  pour des aciers de haute adhérence FeE40.

$$e = h_r = 0.60m$$

$$\begin{cases} A_x = 5.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y = 4.80 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats du calcul de ferrailage :

**Tableau VI.1 :** Résultats de calcul.

		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	Travée	116.39	5.35	5.25	5HA14=7.70	20
	Appui	68.47	3.13	5.25	5HA14=7.70	20
Sens y-y	Travée	71.40	3.27	5.25	5HA14=7.70	20
	Appui	42.00	1.92	5.25	5HA14=7.70	20

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_c 28 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_y = \frac{Q_u L_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 196.91 \text{ KN}, \tau_u = \frac{196.91 \times 10^3}{1 \times 0.55} = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{Q_u L_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 240.66 \text{ KN}, \tau_u = \frac{240.66 \times 10^3}{1 \times 0.55} = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28} \eta}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 : Vérifications à l'E.L.S.**

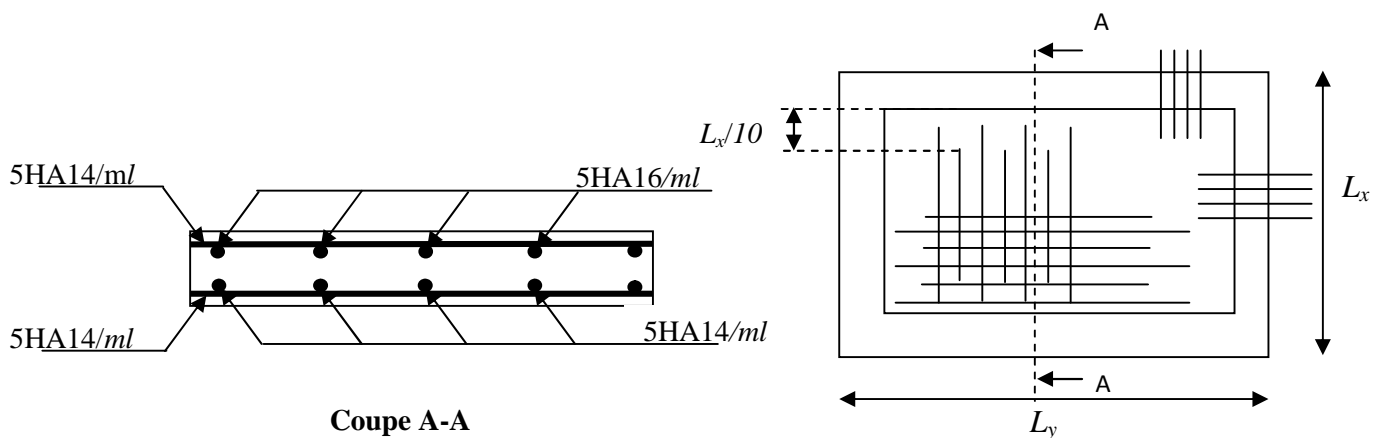
		$M_{ser}(KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
Sens x-x	Travée	126.61	177040.8	16	11.44	15	418.36	201.63
	Appui	74.48	224051.6	11	3.65	15	219.39	201.63
Sens y-y	Travée	91.74	244641	9	3.37	15	172.5	201.63
	Appui	53.96	266226.3	7	1.41	15	145.93	201.63

On remarque que la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée dans le sens x-x, donc on doit augmenter la section de l'acier dans ce sens.

Soit :

$$5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier.**

### VI.4.2. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 0.40 m de longueur soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_s = 5 \text{ HA14/ml} = 7.70 \text{ cm}^2$$

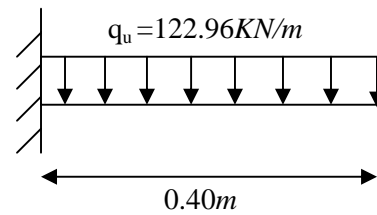


Figure VI.5. Schéma statique du débord

#### ➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $V_u = q_u \times l = 122.96 \times 0.4 = 49.18 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

#### ➤ Vérification à l'E.L.S :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Vérifications à l'E.L.S.

$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
9.53	232474.31	10.17	0.41	15	27.56	201.63

## VI.4. Les nervures du radier :

### VI.4.1. 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.

On a :  $\rho = 0.81 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

#### • Charges triangulaires :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charges trapézoïdales :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

#### VI.4.2. Calcul des sollicitations :

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens longitudinal x-x :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

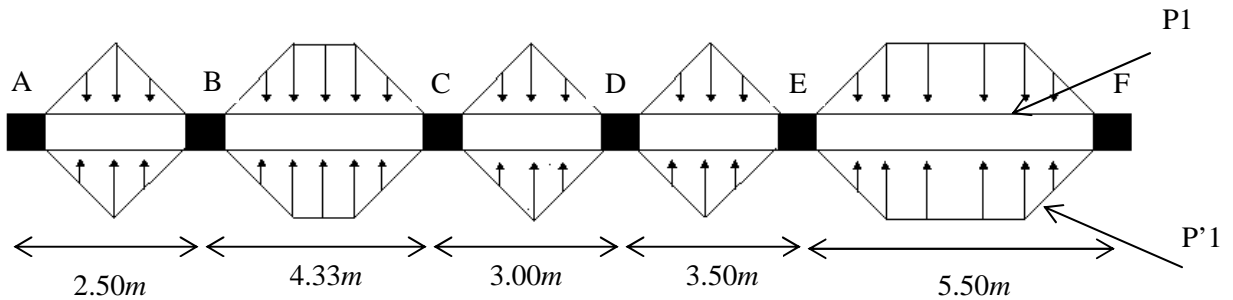


Figure VI.6. Sollicitations sur les nervures longitudinales.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KN.m)$		$M_t(KN.m)$
				$M_g$	$M_d$	
A-B	2.50	2.50	204.94	150.69	260.05	276.96
B-C	4.33	3.46	240.12	260.05	268.44	513.98
C-D	3.00	2.4	245.92	268.44	219.41	356.32
D-E	3.50	2.8	286.91	219.41	540.96	593.08
E-F	5.50	5.50	314.70	540.96	1119.96	1255.41

• Sens transversal y-y :

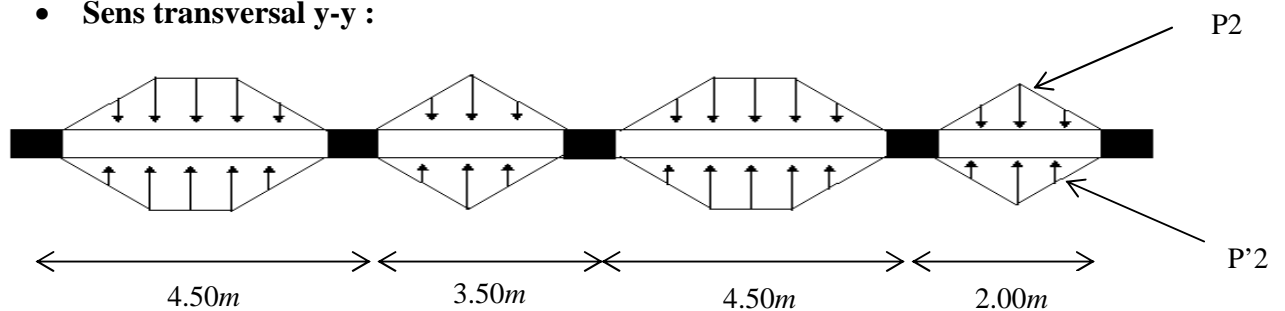


Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures transversales.

$$P_2 = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q \times l_y}{2}, P'_2 = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q \times l_y}{2}, P = P_2 + P'_2$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 :** Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a(KN.m)$		$M_t(KN.m)$
				$M_g$	$M_d$	
<b>A-B</b>	4.50	4.50	292.98	697.50	531.47	922.38
<b>B-C</b>	3.50	2.80	286.90	531.47	366.87	646.41
<b>C-D</b>	4.50	3.60	292.78	366.87	300.75	645.31
<b>D-E</b>	2.00	2.00	81.97	300.75	38.57	12.55

• **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=90cm$

$h_0=0.60m$

$b_0=0.60m$

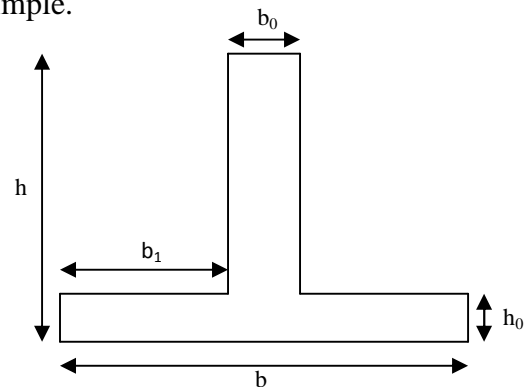
$d=0.85m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5.50}{10}; \frac{4.50}{2})$

$b_1 \leq \min(0.55; 2.25)$

soit :  $b_1 = 0.55m$

Donc :  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.70m$



**Figure VI.8 :** Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 :** Résumés des résultats de calcul.

Sens	Localisation	M (KN.m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
<b>x-x</b>	<b>Travée</b>	1255.41	44.11	17.44	10HA25=49.10
	<b>Appui</b>	1119.96	39.18	17.44	5HA20+5HA25=40.25
<b>y-y</b>	<b>Travée</b>	922.38	32.07	17.44	5HA16+5HA25=34.60
	<b>Appui</b>	697.50	24.08	17.44	5HA20+5HA16=25.75

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

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

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 : Vérifications à l'E.L.S.**

Sens	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
x-x	Travée	1050.92	6.99	15	178.47	201.63
	Appui	1086.01	7.67	15	200.76	201.63
y-y	Travée	894.38	6.63	15	180.86	201.63
	Appui	676.32	5.38	15	153.23	201.63

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

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 645.75 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

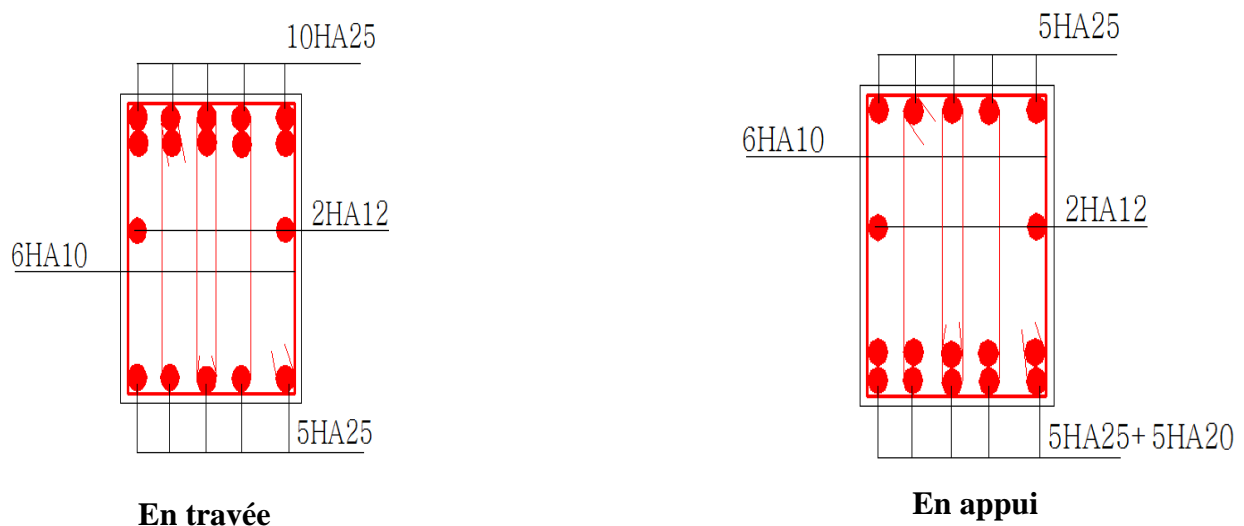
➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 60; 16) = 16 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

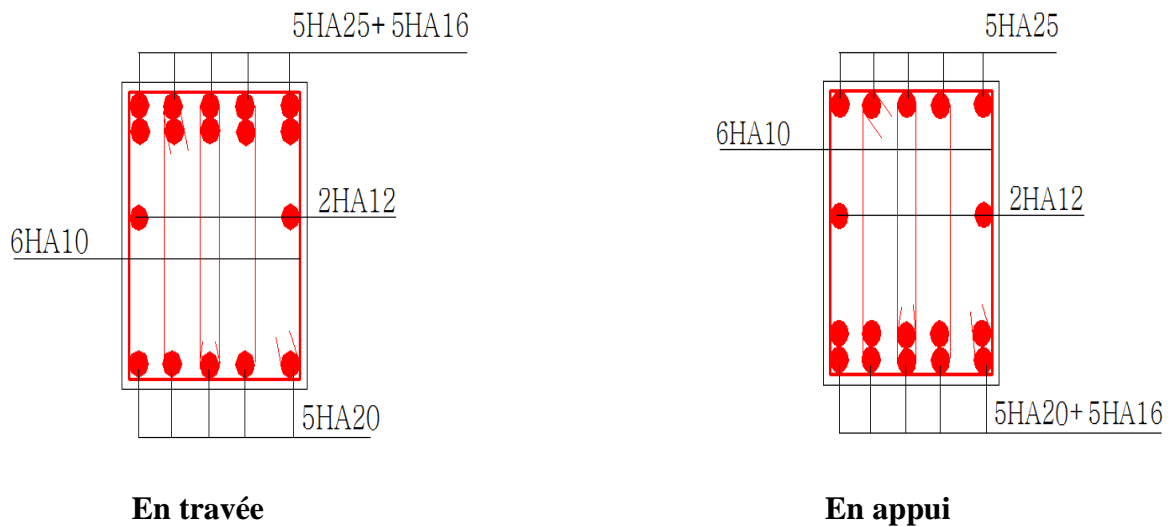
➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(22.5; 12; 16) = 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x.**



**Figure VI.10.** Ferrailage des nervures sens y-y.

## VI-5. Etude du mur de soutènement :

### VI-5.1. Introduction :

Un mur de soutènement adossé d'une hauteur de 2.02 m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivant :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 %.
- Les ouvertures dans le mur ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre structure on a un mur de soutènement avec des charges réparties.

On a :  $e \geq 15 \text{ cm}$ , soit :  $e = 20 \text{ cm}$ .

### VI.5.2. Mur de soutènement avec des charges réparties :

#### ➤ Caractéristiques du mur :

-Hauteur  $h = 2,02 \text{ m}$ .

-Epaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

-Largeur  $L = 5.5 \text{ m}$



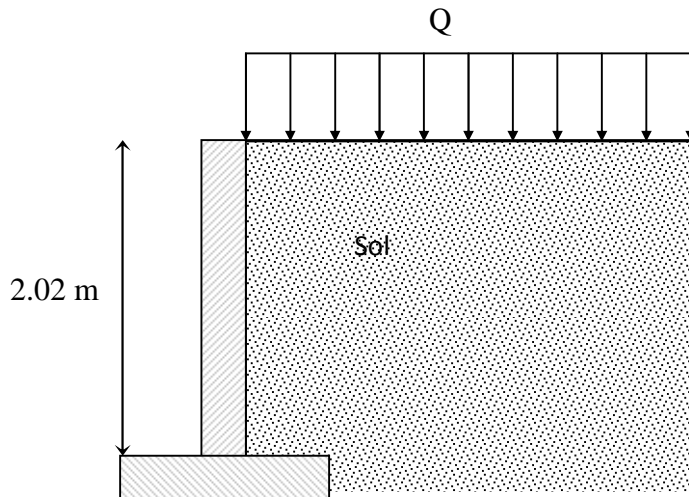


Figure VI.11. : Mur de soutènement

➤ **Caractéristique du sol :**

Tableau VI.8. Caractéristique du sol (extraites à partir de rapport de sol)

<b>q (t/m<sup>2</sup>)</b>	1	Surcharge éventuelle
<b>γ (t/m<sup>3</sup>)</b>	1.9	Poids volumique des terres
<b>γ<sub>w</sub> (t/m<sup>3</sup>)</b>	1	Poids volumique de l'eau
<b>φ°</b>	8	Angle de frottement interne
<b>C (Mpa)</b>	0.02	Cohésion du sol
<b>H (m)</b>	2.02	Hauteur du mur (Rideau)
<b>h<sub>1</sub> (m)</b>	0	Hauteur des terres en avant
<b>h<sub>2</sub> (m)</b>	1.5	Hauteur des terres en arrière
<b>P<sub>1</sub> (m)</b>	0	Hauteur de la nappe en avant
<b>P<sub>2</sub> (m)</b>	0	Hauteur de la nappe en arrière
<b>K<sub>a</sub></b>	0.75	Coefficient de poussée des terres au repos
<b>σ'<sub>sol</sub> (MPa)</b>	0.16	Contrainte admissible du sol

Le mur de soutènement est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation Q = 10 KN/ml

γ : Poids spécifique du sol γ = 19 KN/m<sup>3</sup>

➤ **Pré dimensionnement de radeau et la semelle de mur de soutènement :****Tableau VI.9.**Pré dimensionnement de mur de soutènement.

<b>e<sub>h</sub> calculée(m)</b>	0.0841	Epaisseur du mur en tête avec min 15cm
<b>e<sub>h</sub> adoptée (m)</b>	0.2	
<b>e<sub>b</sub> calculée(m)</b>	0.1683	Epaisseur du mur à la base
<b>e<sub>b</sub> adoptée(m)</b>	0.2	
<b>L<sub>1</sub> calculée (m)</b>	0.252	Longueur de la semelle en avant
<b>L<sub>1</sub> adoptée(m)</b>	0.4	
<b>L<sub>2</sub> calculée(m)</b>	0.609	Longueur de la semelle en arrière
<b>L<sub>2</sub> adoptée(m)</b>	1	
<b>e<sub>s</sub> calculée (m)</b>	0.1683	Epaisseur de la semelle
<b>e<sub>s</sub> adoptée(m)</b>	0.2	
<b>h<sub>b</sub> (m)</b>	0.2	Hauteur de la bèche
<b>B (m)</b>	5.5	Largeur de la semelle

Les sollicitations et les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont représentées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.10 :** La poussée des terres (G et Q).

<b>La poussée des terres sur le rideau (KN)</b>	<b>La poussée des terres due à la charge q sur le sol(KN)</b>
16.031	15.15

**Tableau VI.11 :** Poids des terres et de mur

<b>Poids des terres en avant (KN)</b>	<b>Poids de q (KN)</b>	<b>Poids de rideau (KN)</b>	<b>Poids des terres en arrière(KN)</b>	<b>Poids de la semelle(KN)</b>
0	3	7.96	8.55	4

**Tableau VI.12 :** Stabilité renversement et le glissement.

<b>Stabilité au renversement (KN.m)</b>	<b>Stabilité au glissement (KN)</b>
Mr/o=12.29	Fv = 31.1812
Ms/o=23.31	FH = 23.5125

$$\text{Stabilité au renversement : } \frac{\sum \text{Moments} \cdot \text{Stabilisation}}{\sum \text{Moments} \cdot \text{Renversement}} = \frac{23.34}{12.29} = 1.89$$

Le rapport est supérieur à 1,5 → pas de risque de renversement.

D'après les résultats obtenus, on constate qu'il n'y a pas risque de renversement ou de glissement.

$$\text{Stabilité au renversement : } \frac{\sum \text{forces} \cdot \text{moteurs}}{\sum \text{forces} \cdot \text{mobilisateurs}} = \frac{31.1812}{23.5125} = 1.33$$

Le rapport est inférieur à 1,5 → la sécurité au glissement n'est pas vérifiée.

### Conclusion :

Dans ces conditions, il existe plusieurs solutions :

- Soit ajouter des bûches d'ancrage à la semelle
- Soit augmenter la largeur B de la semelle.

**Tableau VI.13 :** Stabilité au poinçonnement.

M/G=23.20 KN.m	$\sigma_m=2.47$ MPa	Diagramme triangulaire
N=23.5 KN.m	$\sigma_m=1.88$ MPa	$\sigma_{moy}=0.20$ Mpa

### ➤ Les sollicitations sur le mur de soutènement :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.14 :** Les sollicitations maximales sur le mur de soutènement.

Sur le rideau	Sur la semelle
M <sub>u</sub> =37.5 KN.m	P =26.5 KN.m
M <sub>s</sub> =26.10 KN.m	F =0.235 KN.m
V <sub>u</sub> =31.20 KN	$\sigma_{tr}=5.30$ MPa

### ➤ Ferrailage de mur de soutènement :

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

b = 100 cm, h = 20 cm , d = 15 cm,

Les résultats obtenus sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du mur de soutènement.

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
10.89	0.118	0.157	0.1406	7.67	1.81	5HA14=7.70

- **Espacement :**

On prend:

Parallèle à l<sub>x</sub>: St =20 cm.

Parallèle à l<sub>y</sub>: St =20 cm.

- **Verifications:**

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

b =100 cm, d = 12 cm, Vu = 16,075 KN.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{31.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,208 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{r28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

A<sub>min</sub> =1,81 cm<sup>2</sup> < A<sub>s</sub> =3,02 cm<sup>2</sup> ..... Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes :**

La contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = 7,765 \text{ KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 4.28 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 12438.95 \text{ cm}^4$$

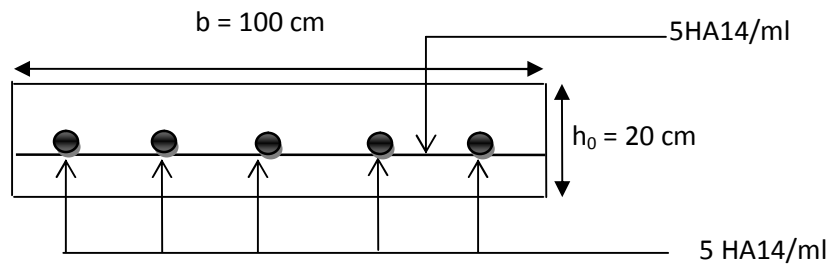
$$\sigma_{bc} = 8.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0.2}{2.02} = 0,099 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h_t}{l} = 0,099 > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0,0038 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ **Le schéma de ferrailage :**



**Figure VI.12 :** Schéma de ferrailage du mur de soutènement.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

La recherche d'un bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure

vis-à-vis des sollicitations

- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta)
- Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

# **Annexes**



# Annexe 01

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

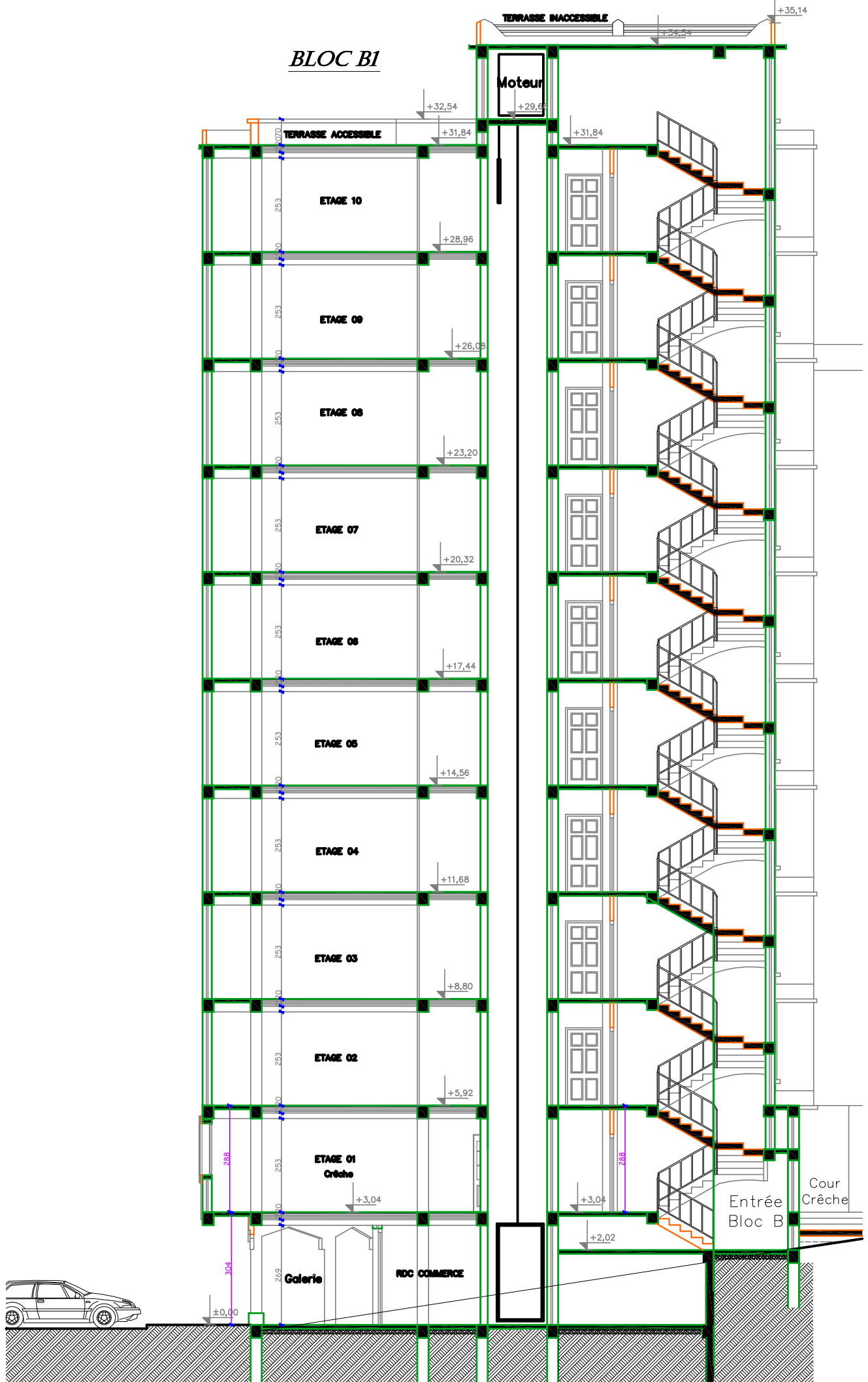
## Annexe 02

$$\rho = 0.9$$

		$u/l_x$										
		$v/l_y$	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>
<b>Valeurs de M1</b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeurs de M2</b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

# Annexe 03

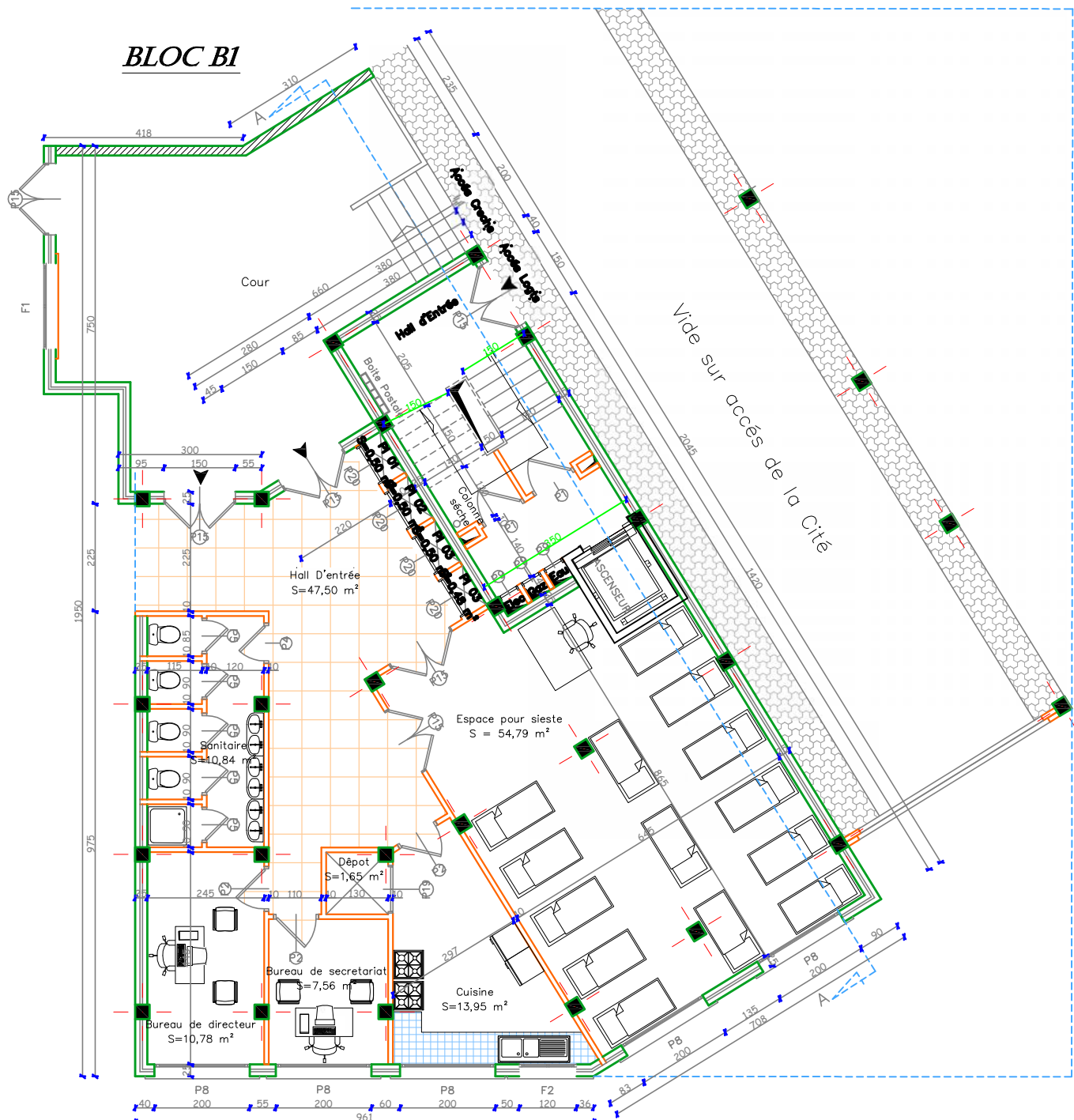
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



**COUPE A - A BLOC "B1"**



**BLOC B1**



**PLAN ETAGE 01 ECH :1/50°**







