

MINISTERE DE L'ENSEGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDE RAHMANE MIRA – BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vu de l'obtention du diplôme
MASTER II EN GENIE CIVIL
Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en R+7 + 3 entresols à usage
d'habitation, service et commerce contreventé
par un système de contreventement mixte (voiles-
portiques)**

Rédigé par :

**SAIDI Djamila
BELKAID Ouardia**

Encadré par :

Mme. SEGHIR

JUIN 2014



Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions notre promotrice Mme SEGHIR pour son soutien durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du bureau d'étude technique MEKLAT, Mme ATROUNE, qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.

Nous exprimons également nos sincères remerciements aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.



Je dédie ce travail à :

Mes chers parents pour leurs soutiens moraux dans les moments les plus durs

Mon mari

Mes sœurs

Mes amis(es)

Djamila

C'est avec beaucoup de reconnaissance que je dédie ce modeste travail

À

Mes très chers parents qui se sont sacrifié toute leurs vies pour que je réussisse dans mon cursus scolaire et universitaire.

Mon cher mari Azzedine :

Mon grand père Da Rabia :

Mes frères et sœurs Hocine, Hakim, Nassime et Lamia:

Ma belle mère Fatima et les filles:

Très spéciale dédicace pour mon regretté beau père Hadj Kamel qui nous a quitté au début de cette année.

À toutes mes amies, vrais emblème de l'amitié qui ont toujours répondu dans le besoin, par leurs engagements moraux.

Ouardia

Sommaire

Introduction générale.....	2
Chapitre 1 : Généralités	4
1.1 Présentation du projet.....	4
1.2 Caractéristiques de la structure.....	5
1.2.1 Caractéristiques architecturales.....	5
1.2.2 Caractéristiques du sol d'assise.....	5
1.2.3 Caractéristiques structurales.....	6
1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
1.3.1 Le béton.....	6
1.3.2 L'acier.....	7
1.4 Réglementation et normes utilisées	7
1.4.1 Méthodes de calcul	7
1.4.2 Les hypothèses de calcul	8
1.5 Conclusion.....	8
Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments	9
2.1 Introduction	9
2.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	9
2.2.1 Les planchers	9
2.2.2 Les escaliers	12
2.2.3 Escalier type 3.....	16
2.2.4 L'acrotère.....	18
2.3 Pré dimensionnement des éléments principaux	18
2.3.1 Les poutres	18
2.3.2 Les voiles.....	19
2.3.3 Les poteaux.....	21
2.4 Evaluation des charges et surcharges	21
2.5 La descente de charge	24
2.5.1 La loi de dégression (DTR.B.C2.2.art.6.3)	24
2.5.2 Décente de charge pour le poteau P1	25
2.5.3 Descente de charge pour le poteau P2	30
2.5.4 Descente de charge pour le poteau P3	34
2.6 Les vérifications.....	39
2.6.1 Vérification de critère de résistance.....	39
2.6.2 Vérification de l'effort réduit.....	40
2.6.3 Vérification au flambement.....	41
2.6.4 Vérification des conditions de RPA.....	42
2.7 Conclusion.....	43
Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires.....	44
3.1 Introduction	44
3.2 Etude des planchers.....	44
3.2.1 Planchers à corps creux	44
3.2.2 Calcul des sollicitations.....	50
3.2.3 Planchers à dalle pleine	73
3.3 Etude des escaliers.....	78
3.3.1 Escalier type 1.....	78

3.3.2	Escalier type 2	96
3.4	Etude de l'acrotère	110
3.4.1	Hypothèse de calcul.....	111
3.5	Etude de l'ascenseur.....	115
Chapitre 4 :	Etude dynamique	116
4.1	Introduction	116
4.2	Méthodes de calcul.....	116
4.2.1	Méthode dynamique modale spectrale	119
4.2.2	Analyse Dynamique	120
4.2.3	Disposition des voiles adoptée.....	121
4.3	Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	121
4.3.1	Vérification de la résultante des forces sismiques	121
4.3.2	Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique.....	122
4.3.3	Justification de l'interaction voiles portiques.....	124
4.3.4	Vérification de l'effort normal réduit	126
4.3.5	Vérification vis-à-vis des déplacements	127
4.3.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	128
4.4	Conclusion.....	130
Chapitre 5 :	Etude des éléments structuraux	132
5.1	Introduction	132
5.2	Étude des poutres	132
5.2.1	Recommandation du RPA 99.....	132
5.2.2	Ferraillage.....	132
5.2.3	Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)	134
5.2.4	Recommandation de BAEL	134
5.2.5	Calcul du ferraillage	134
5.2.6	Vérification des armatures selon le RPA 99	137
5.2.7	Vérification à l'ELU.....	138
5.2.8	Vérification à l'ELS	139
5.2.9	Schéma de ferraillage des poutres	140
5.3	Études des poteaux.....	142
5.3.1	Recommandation du RPA99/V2003.....	143
5.3.2	Sollicitations de calcul.....	145
5.3.3	Ferraillage des poteaux	145
5.3.4	Vérifications.....	148
5.3.5	Schéma de ferraillage des poteaux.....	152
5.3.6	Vérification des zones nodales	153
5.4	Etude des voiles	155
5.4.1	Recommandation du RPA.....	155
5.4.2	Ferraillage des voiles.....	157
5.5	Sollicitations de calcul.....	158
5.5.1	Ferraillage des voiles	159
5.5.2	Schéma de ferraillage des voiles	164
5.6	Conclusion.....	164
Chapitre 6 :	Etude de l'infrastructure	165
6.1	Introduction	165
6.2	Choix du type des fondations	165
6.3	Combinaisons d'actions à considérer	165
6.4	Etude des fondations	165
6.4.1	Semelle isolée	165
6.4.2	Semelle filante	166
6.5	Ferraillage	169

6.5.1	Principale	169
6.5.2	Secondaire	169
6.6	Calcul de la poutre de rigidité	169
6.7	Mur adossé	174
6.8	Ferraillage du mur	175
6.9	Vérifications à L'ELU.....	176
6.10	Vérification à L'ELS.....	177
6.11	Schémas de ferraillage du mur de soutènement.....	179
6.12	Conclusion.....	180
	Conclusion générale	182
	Bibliographie.....	184
	TABLE DES FIGURES	185
	TABLE DES TABLEAUX.....	187

Introduction

Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Par ailleurs, le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, ce choix (construction verticale) présente un danger vis-à-vis d'excitation dynamique tel que les séismes à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner. Après chaque événement sismique fort (Chlef 1980, Boumerdes 2003) on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

La philosophie actuelle des règles parasismiques privilégie l'intrusion dans le domaine plastique pour permettre la dissipation d'énergie en exploitant les propriétés de ductilité des matériaux et du mode de construction, pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui assurent un comportement optimal liant résistance et économie.

Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts la sécurité (le plus important) pour assurer la stabilité de l'ouvrage, l'économie qui sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) et enfin le confort et l'esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher que les autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tel que, la durabilité (durée de vie) et la résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, service et commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant trois entresols, un RDC et 7 étages en cours de réalisation à Bejaia.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.

- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre 1 : Généralités

1.1 Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de la réalisation de 150 logements L.P.P (logements promotionnel publics), situé au lieu dit « Ibourassen », commune d'Oued Ghir, wilaya de Bejaia, au coté Est de la garde communal.

L'ouvrage que l'on va étudier est un bâtiment en R+7+3 entresol à usage multiple (commerce, service et habitation). Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), la wilaya de Bejaïa est classée dans la zone « II.a » qui est une région à moyenne sismicité et le bâtiment en question appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage à moyenne importance).



Figure 1 : Plan de masse

1.2 Caractéristiques de la structure

1.2.1 Caractéristiques architecturales

Le bâtiment étudié présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale du bâtiment	38.00 m
Hauteur du 1 ^{er} entresol	4.08 m
Hauteur du 2eme et 3eme entresol	3.10 m
Hauteur du RDC	3.10 m
Hauteur des étages courants	3.10 m
Largeur des entresols	9.25 m
Largeur du bâtiment	11.85 m
Longueur du bâtiment	30.20 m

1.2.2 Caractéristiques du sol d'assise

- Le site réservé à la réalisation des 150 logements L.P.P est situé à Ibourassen, commune d'Oued Ghir, wilaya de Bejaia, au coté Est de la garde communal.
- L'investigation « in-situ » des Géotechniciens du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est-Antenne de Bejaia- par sondage carottés, montre que le site est constitué essentiellement par des blocs gréseux fissurés, recouverts par des argiles graveleuses rougeâtres en surfaces.
- Les analyses chimiques des sols n'ont pas révélé la présence de sulfates, les sols ne sont donc pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations.
- La capacité portante admissible du sol d'assise retenue est $\sigma_{sol} = 3.5$ bar. Le site du projet possède un relief accidenté, les travaux de terrassement ont créé un talus plus ou moins important (3m de hauteur environ) d'où la nécessité de mettre un mur de soutènement.
- Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003), la région de Bejaia est classée en Zone II.a (une zone de sismicité moyenne), avec un sol d'assise rocheux de catégorie S1.

1.2.3 Caractéristiques structurales

- Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse accessible.
- Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droit à deux volées).
- Les façades, les cloisons et les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- Le système de contreventement : est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous optons, dans notre projet, pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.3.1 Le béton

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

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

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

- ✓ Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

- ✓ Module de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$E_{vj} = (\frac{1}{3}) E_{ij} \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.2.2})$$

1.3.2 L'acier

Dans notre projet nous avons utilisé des armatures de haute adhérence $F_e E400$ dont la limite d'élasticité vaut 400MPa.

1.4 Règlementation et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges)
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.4.1 Méthodes de calcul

1.4.1.1 Etat limite ultime ELU

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

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

1.4.1.2 Etat limite de service ELS

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

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

1.4.2 Les hypothèses de calcul

1.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

1. conservation des sections planes.
2. il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
3. la résistance à la traction du béton est négligeable.
4. l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
5. le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
6. le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
7. on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

1.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

1. les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
2. le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$).
3. $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
4. On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

1.5 Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

2.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer de manière provisoire les dimensions des différents éléments de la structure. Il se fait selon les préconisations du RPA99/Version 2003, Le BAEL 91 modifié 99 et du CBA 93 assurant les conditions de la flèche et de résistance.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent évoluer après vérifications dans la phase du dimensionnement. La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharge → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

2.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.2.1 Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur deux, trois ou quatre appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, permettent de transmettre aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Dans notre projet on distingue deux sortes de planchers :

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

2.2.1.1 Planchers à corps creux

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{B.A.E.L 91})$$

Avec :

h_t : = $h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

L_{\max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Dans notre projet : $L_{\max} = 475 - 30 = 445$ cm ce qui donne : $h_t > 19.77$ cm.

Donc on opte pour : $16 + 4 = 20$ cm.

Où 16cm est la hauteur du corps creux et 4cm la hauteur de la dalle de compression.

Ce qui donne : $ht \geq 19.77 \text{ cm.}$

Donc on opte : $ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

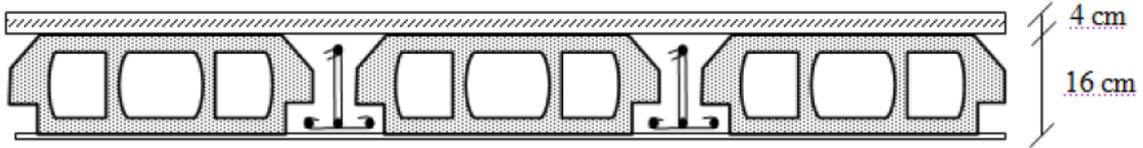


Figure 2 : Plancher à corps creux

2.2.1.1.1 Les poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant:

$$ht = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times ht = (0.08 \text{ à } 0.12) \text{ m}$$

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

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

l_x : distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 55$)

l_y : longueur de la travée minimale d'une poutrelle. ($l_y = 270$)

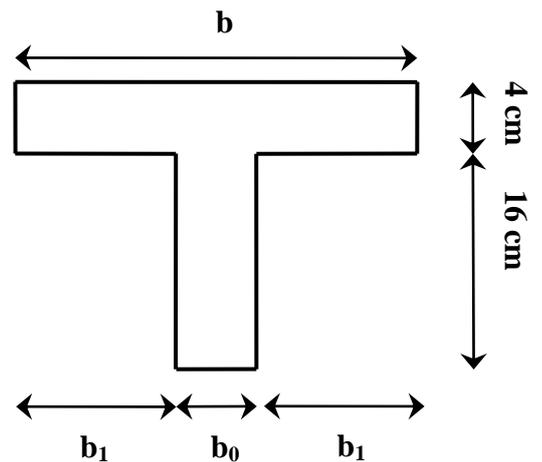


Figure 3 : Schéma d'une poutrelle

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{270}{10} \right)$$

On adopte:

$$b_1 = 27 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } b = 65 \text{ cm}$$

2.2.1.1.2 Disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposé parallèlement à la plus petite portée.

• Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

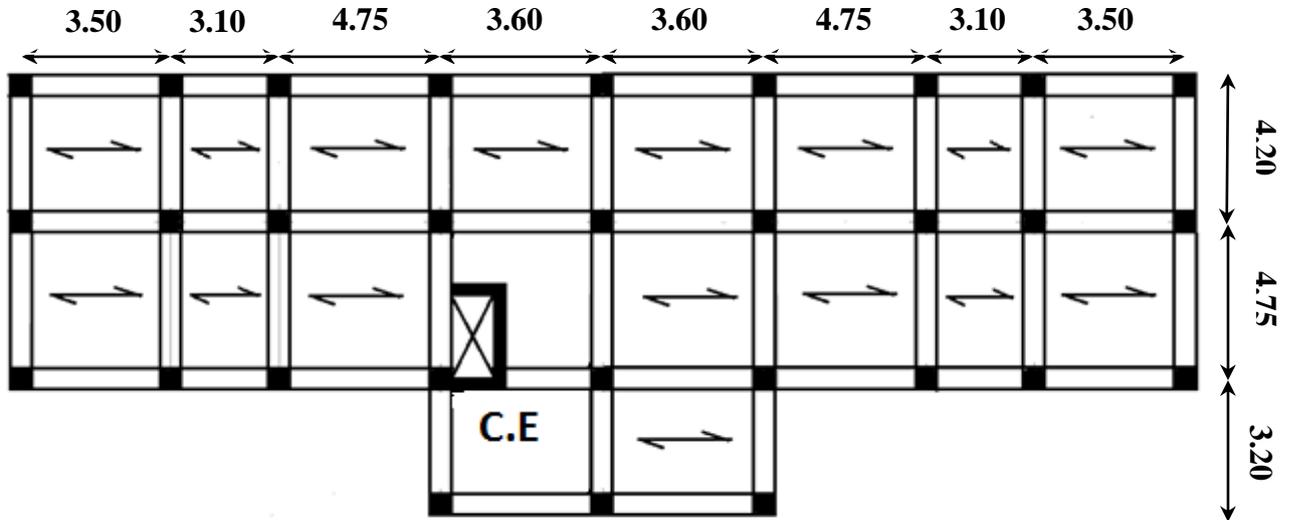


Figure 4 : Schéma de disposition des poutrelles

2.2.1.2 Plancher à dalle pleine

2.2.1.2.1 Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance :
 - $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ pour une dalle sur quatre appuis et $\rho \leq 0,4$.
 - $e \geq Lx/20$ pour une dalle sur un ou deux appuis parallèle.
 - $Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$
- Critère de coupe-feu :
 - $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 - $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

2.2.1.2.2 Les différents types des dalles

1^{er} type : dalle sur un seul appui

$$e \geq \frac{Lx}{20}, e \geq 6.5\text{cm}.$$



Figure 5 : Panneau sur un seul appui

On prend : $e = 12 \text{ cm}$, donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

2^{ème} type : dalle sur deux appuis

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}, 3.71\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$$

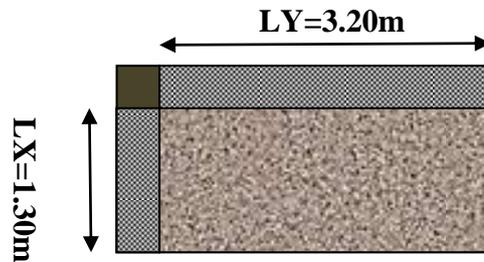


Figure 6 : Panneau sur deux appuis

On prend : $e = 12 \text{ cm}$, donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$.

3^{ème} type : dalle sur trois appuis

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}, 2.88\text{cm} \leq e \leq 3.25\text{cm}$$

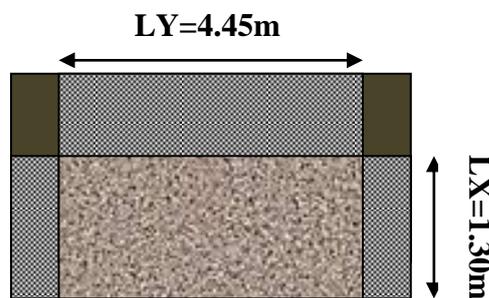


Figure 7 : Panneau sur trois appuis

On prend : $e=12\text{cm}$, donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$.

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=12 \text{ cm}$.

2.2.2 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

Description : Un escalier est défini par les paramètres suivants :

- 1 : Palier
- 2 : Paillasse
- 3 : Contre marche
- 4 : Giron
- 5 : Emmarchement
- 6 : Epaisseur

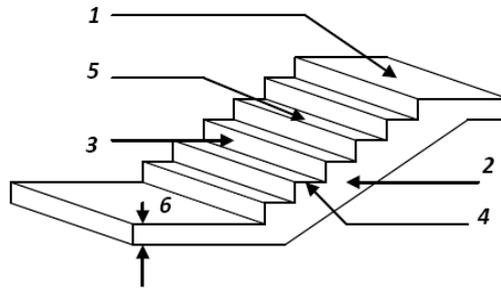


Figure 8 : Les différents composants d'un escalier

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL : $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

$$\begin{cases} h = h_0/n \\ g = l_0 / (n-1) \end{cases}$$

n : est le nombre de marches sur la volée.

2.2.2.1 Pré dimensionnement des Escaliers

➤ Escalier Type 1 :

Etages de 1 à 7 :

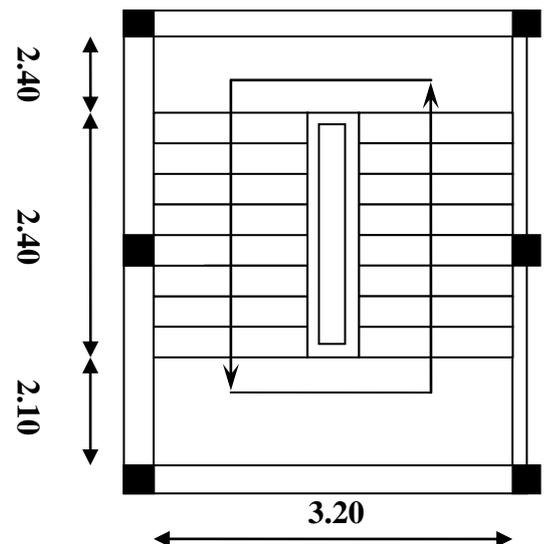
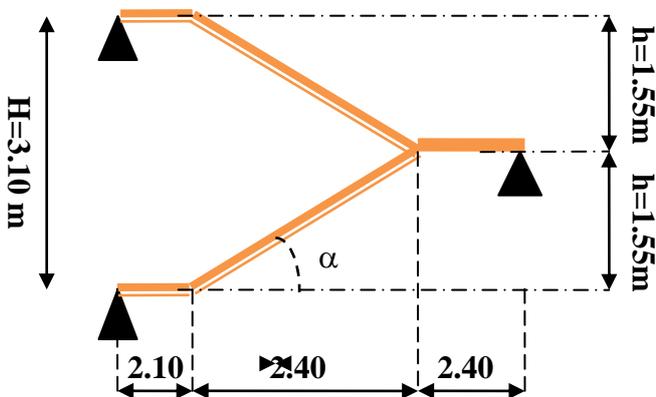


Figure 9 : Coupe et vue de l'escalier type 1

- Dimensionnement :

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL ».

- La hauteur d'étage $H = 3.10\text{m}$
On a: $14 < h < 18\text{ cm}$. Pour le confort architectural, on adopte $h = 17\text{cm}$
- La dimension du giron à partir de la formule de BLONDEL
On a: $60 < 2h + g < 65 \Rightarrow 26 < g < 31 \Rightarrow$ on prend $g = 30\text{cm}$

1. Calcul du nombre de contre marches:

$$\begin{cases} n = (H / 2) \times 1 / h \\ n = (3.10 / 2) \times 1 / 17 \end{cases} \quad \text{avec : } h \text{ (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 10 \quad \text{et} \quad h = 17\text{cm}$$

2. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 9 \text{ marches.}$$

(Volée 1 et 2 sont identique)

3. Calcul de l'angle α :

$$\begin{aligned} \text{tg}\alpha &= h' / L' \\ h' &= H / 2 = 1.55\text{m} \\ L' &= g * n = 30 \times 9 = 2.70\text{m} \\ \text{tg}(\alpha) &= (h' / L') = 1.55 / 2.70 = 0,57\text{m} \end{aligned}$$

$$\alpha = 30.25^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.77\text{m}$$

5. Vérification de la relation de blondel:

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h < 65\text{cm} \\ 60 \leq 30 + 2 \times 17 < 65\text{cm} \\ 60 \leq 64 < 65\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

6. Épaisseur de la paillasse

$$\begin{aligned} L / 30 &\leq e < L / 20 \\ L' &= \sqrt{230^2 + 155^2} = 277.35 \\ L &= 277.35 + 230 = 507.3 \text{ cm} \\ 16.9 &\leq e < 25.09 \end{aligned}$$

on opte pour : $e = 18\text{cm}$

➤ Escalier Type 2 :

Type 02 (RDC) :

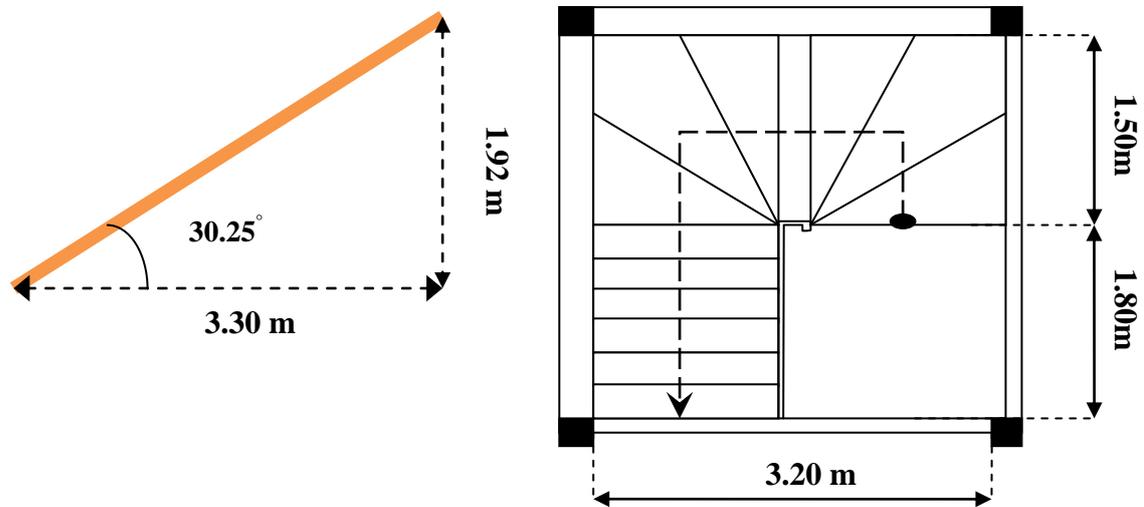


Figure 10 : Coupe et vue de l'escalier type 2

• Dimensionnement :La hauteur d'étage $H = 3.10$ mLe giron $g = 30$ cm

1. Calcul du nombre de contre marches:

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = 9$$

2. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

3. Calcul de l'angle α :

$$\text{tg}\alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.45\text{m}$$

$$L' = g * n = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h' / L') = 1.4 / 2.40 = 0,58\text{m}$$

$$\alpha = 30.25^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.77\text{m}$$

5. Vérification de la relation de blondel:

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h < 65\text{cm} \\ 60 \leq 30 + 2 \times 17 < 65\text{cm} \\ 60 \leq 64 < 65\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

6. Épaisseur de la paillasse :

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L = 3.30 \text{ m}$$

$$11 \leq e \leq 16.5 \text{ cm} \dots \text{ on opte pour } e = 16\text{cm}$$

2.2.3 Escalier type 3

Les escaliers qui desservent les étages commerce et services,

Hauteur de l'étage de commerce 4.08 m

Hauteur de l'étage service 3.10 m

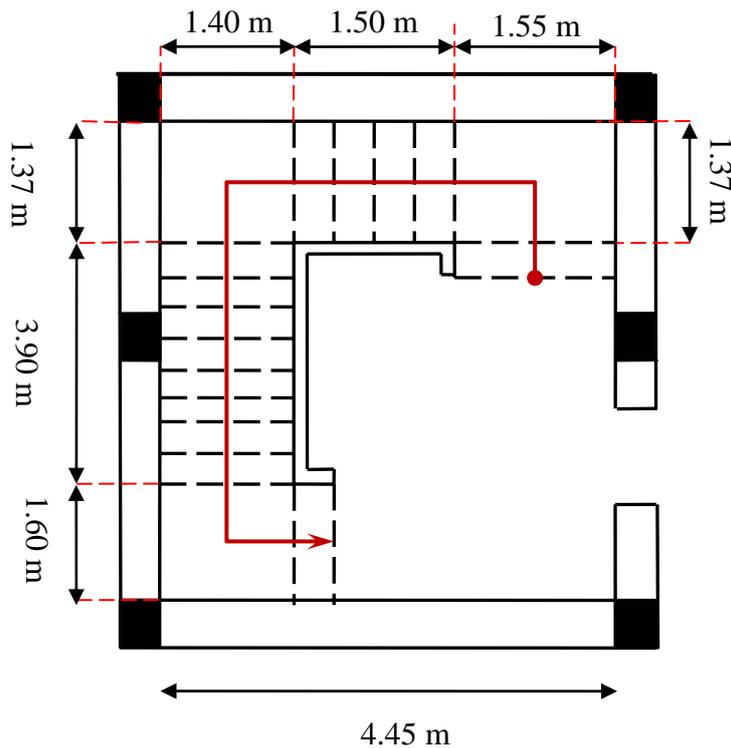


Figure 11 : Vue de l'escalier type 03

Les résultats des différentes charges pour les escaliers sont donnés dans les tableaux si dessous :

Tableau 1 : Evaluation des charges sur les escaliers

Désignations des éléments	Densité γ (KN /m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
Poids propre de béton	25	0.18	4.5
Poids de garde de corps	/	0.14	0.140
Poids de marche (e=0.17/2)	22	0.085	1.870
Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.400
Mortier de pose verticale (e=0.02*0.17/0.3)	20	0.011	0.220
Carrelage horizontale	22	0.02	0.440
Carrelage verticale (e=0.02*0.17/0.3)	22	0.011	0.242
Enduits de plâtre	15	0.010	0.150
Charge permanente G			7.962
Charge d'exploitation Q			2.5

❖ Palier :

Tableau 2 : Evaluation des charges sur le palier

Palier			
Désignations des éléments	Densité γ (KN /m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	20	0.02	0.40
Dalle pleine	25	0.14	3.50
Enduit en mortier	15	0.01	0.15
Charge permanente G			4.89
Charge d'exploitation Q			2.5

2.2.4 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Tableau 3 : évaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.10	0,0685	25	1,72
Enduit de ciment extérieur	0.015	0,009	20	0,18
Charge permanente totale	G=1,9KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

Acrotère 3D

2.3 Pré dimensionnement des éléments principaux

2.3.1 Les poutres

2.3.1.1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

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

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 44.5 \text{ cm}$$

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

Vérifications :

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre.
h : hauteur de la poutre.

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 45/30 = 1.33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h_p = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

2.3.1.2 Les poutres secondaires

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm} \Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 44.5 \text{ cm}$$

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

- Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre.
h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h_s = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

2.3.2 Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$(2).
- $L > 4 e$(3).

(Art 7.7.1)

h_p : Hauteur totale de la poutre.
 h_e : Hauteur libre d'étage.
 e : Épaisseur du voile.
 L : Longueur du voile.

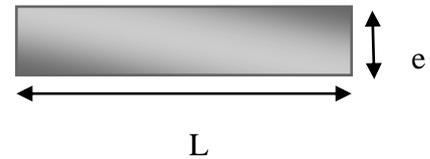


Figure 12 : Vue en plan d'un voile

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \\ e \geq \max \left[\frac{310}{20}; 15\text{cm} \right] \end{cases}$$

$\Rightarrow e \geq \max [15.5; 15\text{cm}]$ Pour les 2eme, 3eme entresol, RDC et les étages courants

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \\ e \geq \max \left[\frac{408}{20}; 15\text{cm} \right] \end{cases}$$

$\Rightarrow e \geq \max [19.4; 15\text{cm}]$ Pour le premier entresol

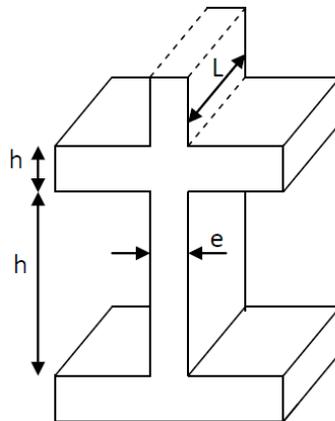


Figure 13 : Coupe verticale d'un voile

D'après le RPA99 (Article 7.7.1), on a :

L'épaisseur minimale d'un voile est $e=15\text{cm}$, soit $e=20\text{cm}$ pour les étages courants (1 à 7), RDC, et les 3 entresols.

De plus, pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit vérifier la condition donnée dans l'article (7.7.1 RPA99) :

$$L_{\min} \geq 4 \times e = 80\text{cm}.$$

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur $\geq 80\text{cm}$.

2.3.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II.a :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Avec h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 4.08\text{m}$ Pour le premier entresol.

$h_e = 3.10\text{m}$ Pour les autres étages

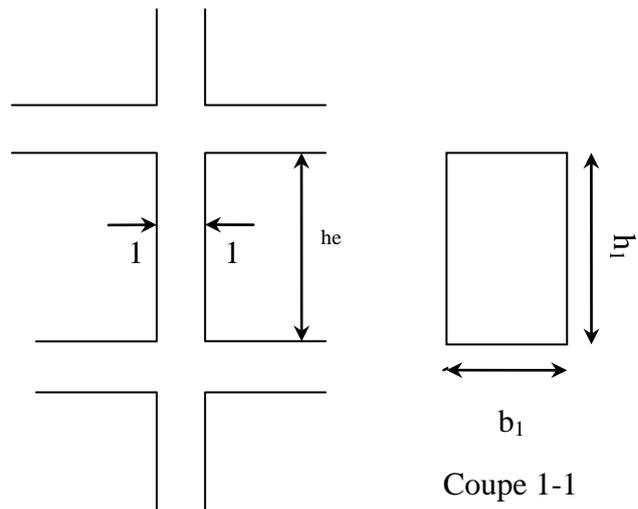


Figure 14 : Hauteur d'étage

2.4 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations pour les différents planchers est résumé dans les tableaux suivants conformément au [DTRBC.2.2].

❖ Plancher de terrasse inaccessible :

Tableau 4 : Evaluation des charges et surcharges sur la terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN /m ²)	Poids (KN /m ²)
Gravillon de protection	0.05	12	0.6
Multicouche d'étanchéité	0.05	12	0.6
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher en corps creux	0.2	/	2.85
Mortier de pose	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.05	22	1.1
Charge permanente G			5.69
Charge d'exploitation Q			1

❖ Plancher de terrasse accessible :

Tableau 5 : Evaluation des charges et surcharges sur la terrasse accessible

Terrasse accessible			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN /m ²)	Poids (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.015	18	0.27
Lit de sable	0.02	18	0.36
Multicouche d'étanchéité	0.05	12	0.6
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux	0.2	/	2.85
Forme de pente	0.05	22	1.1
Charge permanente G			5.81
Charge d'exploitation Q			1.5

❖ Plancher d'étage courant :

Tableau 6 : Evaluation des charges et surcharges sur l'étage courant

Etage courant			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN /m ²)	Poids (KN /m ²)
Plancher corps creux	0.2	14	2.8
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente G			5.01
Charge d'exploitation Q			1.5

❖ Plancher d'étage commercial :

Tableau 7 : Evaluation des charges et surcharges sur l'étage commercial

Etage commerciale			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN /m ²)	Poids (KN /m ²)
Plancher corps creux	0.2	14	2.8
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15

Charge permanente G	5.01
Charge d'exploitation Q	5

❖ Plancher d'étage de service :

Tableau 8 : Evaluation des charges et surcharges sur l'étage de service

Etage service			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN /m ²)	Poids (KN /m ²)
Plancher corps creux	0.2	14	2.8
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente G			5.01
Charge d'exploitation Q			2.5

❖ Dalle pleine :

Tableau 9 : Evaluation des charges et surcharges sur la dalle pleine

Dalle pleine			
Désignation des éléments	Epaisseur e(m)	Densité (KN /m ²)	Poids (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle plein	0.12	25	3.5
Enduit en mortier	0.015	20	0.3
Charge permanente G			5
Charge d'exploitation Q			3.5

❖ Murs extérieurs et murs de séparation entre appartements:

Tableau 10 : Evaluation de charges sur les murs extérieurs

Mur extérieur			
Désignation des éléments	Densité (KN /m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Ame d'air	/	0.05	/

Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G			2.85

❖ L'acrotère :

Tableau 11 : Evaluation de charges sur l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Poids propre Enduit en ciment (KN/ml)	Poids propre de l'acrotère (KN /ml)	Poids Total (KN/ml)
0.6	0.1	0.4	1.6	
Charge permanente G				2.00

2.5 La descente de charge

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage une distribution de charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente de charge permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qu'il lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier...).

La descente de charges est le chemin suivis par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux le plus sollicités (P1, P2, P3).

2.5.1 La loi de dégression (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Soit la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- Sous terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q_{0+1}
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2+Q_3)$

- Pour $n > 5$:

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

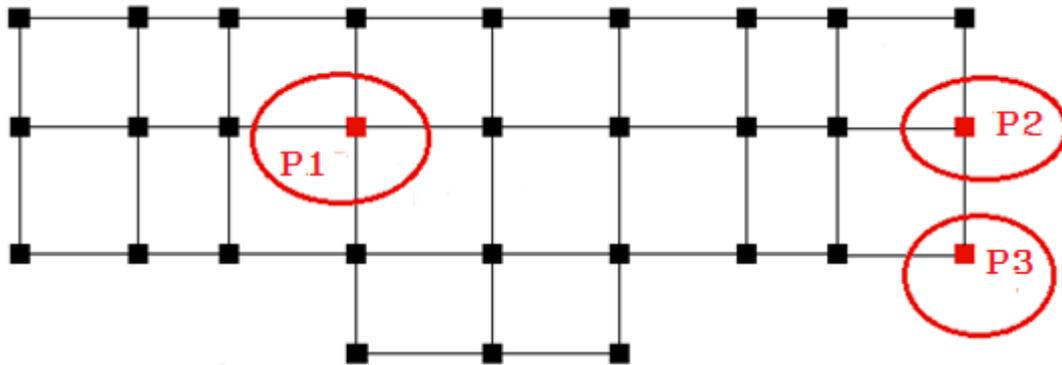


Figure 15 : Les différents poteaux choisis pour la descente de charge

2.5.2 Décence de charge pour le poteau P1

$$S = S_1+S_2+S_3+S_4$$

$$S_1 = (1.95 \times 2.225) = 4.338 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.95 \times 1.65) = 3.217 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.225 \times 2.225) = 4.950 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2.225 \times 1.65) = 3.671 \text{ m}^2$$

$$S = 16.176 \text{ m}^2$$

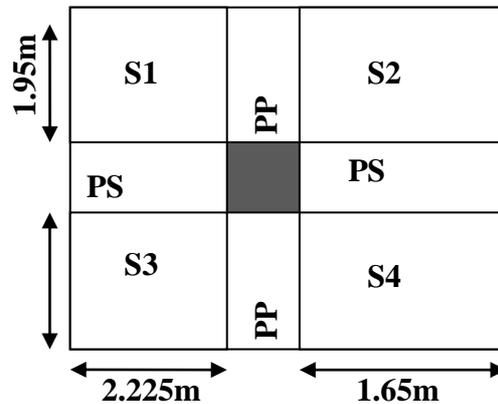


Figure 16 : La surface afférente

Les résultats des différentes surfaces sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Les surfaces afférente du poteau P1

S1	S2	S3	S4	S
4.338	3.217	4.950	3.617	16.176

- Calcul des poids propres des éléments qui reviennent au poteau P1

Les planchers :

- La terrasse :

C'est le poids de la terrasse multipliée par la surface afférente c'est -à-dire :

$$G_t = 5.69 \times S = 5.69 \times 16.176 = 92.041 \text{ KN}$$

- Du niveau 7 au niveau 1er entresol :

C'est le poids d'étage courant multiplié par la surface afférente c'est -à-dire

$$G_t = 5.01 \times S = 5.01 \times 16.176 = 81.041 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats des différents niveaux des planchers de la structure :

Tableau 13 : Evaluation des charges des planchers sur le poteau P1.

Niveau	G	Surface	Gt
Terrasse inaccessible	5.69	16.176	92.04
Terrasse accessible	5.81	16.176	93.98
Du 7 ^{ème} niveau au 1 ^{er} entresol	5.01	16.176	81.041

2.5.2.1 Les poutres

Le poids de la poutre est :

$$G = 25 \times \text{Volume de la poutre} = 25 \times \text{Longueur} \times b \times h$$

Donc les résultats des différents poids des différentes poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Evaluation des charges des poutres sur le poteau P1

Du niveau 7 au 3 ^{ème} entresol						
N° poutre	b(m)	h(m)	Longueur(m)	Densité (Kn/m ³)	G(Kn)	G total (Kn)
1	0.3	0.4	2.225	25	6.675	24.15
2	0.3	0.4	1.65	25	4.95	
3	0.3	0.4	2.225	25	6.675	
4	0.3	0.4	1.95	25	5.85	

2.5.2.2 Les poteaux

Vu que la dimension du poteau P1 est différente de chaque étage, donc le poids du poteau de chaque étage est différent.

Donc le poids du poteau est donné par :

La densité du béton multipliée par le volume du poteau ce qui donne :

$$G_p = 25 \times V_p$$

$$V_p = b \times h \times \text{longueur}$$

Le tableau suivant nous donne les différentes charges des poteaux des différents niveaux de la structure :

Tableau 15 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux

Niveaux	b(m)	h(m)	Longueur (m)	Densité béton (KN/m ³)	GT (KN)
Terrasse accessible	0.35	0.35	3.10	25	8.881

+ inaccessible					
7 ^{eme} et 6 ^{eme}	0.35	0.35	3.10	25	8.881
5 ^{eme} et 4 ^{eme} et 3 ^{eme}	0.45	0.45	3.10	25	14.681
2 ^{eme} et 1 ^{er} et RDC	0.55	0.55	3.10	25	21.931
1 ^{er} et 2 ^{eme} sous sol	0.60	0.60	3.10	25	26.100
3 ^{eme} sous sol	0.60	0.60	4.08	25	34.920

2.5.2.3 Les murs extérieurs

La charge fournie par le mur extérieur est donnée comme suit :

Le poids de mur extérieur qui est égal à 2.85 KN/m² multiplié par la surface de mur (la Longueur du mur multiplié parla largeur).

La longueur est donnée par la formule suivante :

C'est la hauteur d'étage courant (2.90m) moins la hauteur de la poutre qui est égale à (0.40m), donc :

$$L = h_0 - h = 3.10 - 0.40 = 2.50m$$

$$L_{\text{entresol}} = 4.08 - 0.40 = 3.68m$$

L : Longueur du mur.

Tableau 16 : Evaluation des charges du mur extérieur sur le poteau P1

Niveau	G (KN/ m2)	SURFACE (m2)	G _t (KN/ m2)
Terrasse	2.85	9.687	27.607
Du 7 ^{eme} au 1 ^{eme} étage et RDC	2.85	9.687	27.607
3 ^{eme} et 2 ^{eme} entresol	2.85	9.687	27.607
1 ^{er} entresol	2.85	14.976	42.681

D'après les différentes charges des différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne les résultats de la descente de charge sur le poteau P1 :

Tableau 17 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P1

Niveau	Types	G(KN)	$\Sigma G(KN)$	cumul G(KN)
Terrasse	Poutre	24.15	219.051	219.051
	Terrasse inaccessible	92.04		
	Terrasse accessible	93.98		
	poteau	8,881		

7 ^{eme}	Poutre	24,15	141,679	360.73
	plancher	81,041		
	poteau	8,881		
	mur extérieur	27,607		
6 ^{eme}	Poutre	24,15	141,679	502.409
	plancher	81,041		
	poteau	8,881		
	mur extérieur	27,607		
5 ^{eme}	Poutre	24,15	147,479	649.888
	plancher	81,041		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	27,607		
4 ^{eme}	Poutre	24,15	147,479	797.367
	plancher	81,041		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	27,607		
3 ^{eme}	Poutre	24,15	147,479	844.846
	plancher	81,041		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	27,607		
2 ^{eme}	Poutre	24,15	154,729	969.575
	plancher	81,041		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	27,607		
1 ^{er}	Poutre	24,15	154,729	1054.304
	plancher	81,041		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	27,607		
RDC	Poutre	24,15	154,729	1169.033
	plancher	81,041		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	27,607		
3 ^{eme} entresol	Poutre	24,15	158,898	1267.931
	plancher	81,041		
	poteau	26,1		
	mur extérieur	27,607		
2 ^{eme} entresol	Poutre	24,15	105,464	1373.395
	plancher	81,041		
	poteau	26,1		
	mur extérieur	27,607		
1 ^{er} entresol	Poutre	24,15	167,718	1541,103

2.5.2.4 Charge d'exploitation

Tableau 1. : Evaluation de la charge d'exploitation sur le poteau P1

Niveau	Q_{Plancher}	S_{Affer}	Q_t	Q_{cumul}
Terrasse inaccessible	1	16,176	16,176	16,176
Terrasse accessible	1.5	16,176	24,264	40,44
7 ^{eme}	1,5	16,176	24,264	64.704
6 ^{eme}	1,5	16,176	24,264	88.968
5 ^{eme}	1,5	16,176	24,264	113.232
4 ^{eme}	1,5	16,176	24,264	137.496
3 ^{eme}	1,5	16,176	24,264	161.76
2 ^{eme}	1,5	16,176	24,264	186,024
1 ^{er}	1,5	16,176	24,264	210,288
RDC	1,5	16,176	24,264	234.552
3 ^{eme} entresol	2.5	16,176	40.44	274.992
2 ^{eme} entresol	2.5	16,176	40.44	315.432
1 ^{er} entresol	5	16,176	80,88	396.312
Q total				396.312

Donc la charge permanente et la charge d'exploitation pour le poteau P1 sont :

$$G=1841,103\text{KN}$$

$$Q=396.312\text{KN}$$

2.5.3 Descente de charge pour le poteau P2

Surfaces afférentes :

$$S1 = 1.6 \times 1.95 = 3.12 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.225 \times 1.6 = 3.56 \text{ m}^2$$

$$S = 6.68 \text{ m}^2$$

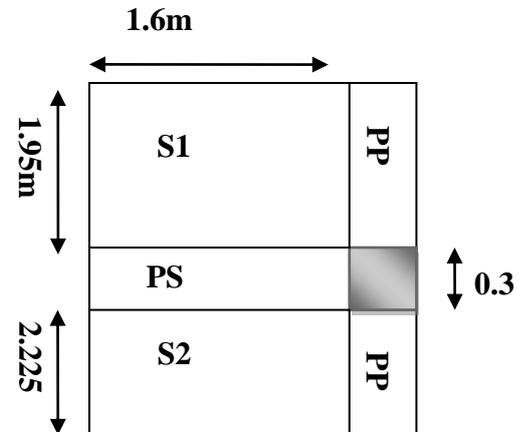


Figure 17 : Surface afférente du poteau P2

Les résultats des différentes surfaces sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Les surfaces afférentes du poteau P2

S1	S2	S
3.12	3.56	6.68

- Terrasse :
C'est le poids de la terrasse multiplié par la surface afférente.
 G_t (T.inaccessible) = $5.59 \times 6.68 = 38.009 \text{ KN}$
 G_t (T.accessible) = $5.81 \times 6.86 = 38.81 \text{ KN}$
- Du 7^{eme} étage au RDC + les 3 entresols:
C'est le poids d'étage courant multiplier par (S1+S2).
 $G = 5.01 \times 6.68 = 33.466 \text{ KN}$

Le tableau suivant résume les résultats des différents niveaux des planchers de la structure :

Tableau 19 : Evaluation des charges des planchers sur le poteau P2

Niveau	G	Surface	Gt
Terrasse inaccessible	5.69	6.68	38.009
Terrasse accessible	5.81	6.68	38.81
Du 7 ^{eme} au RDC + les 3, 2,1 entresol	5.01	6.68	33.466

2.5.3.1 Les poutres

Le poids de la poutre est : $G = 25 \times \text{Volume de la poutre} = 25 \times \text{Longueur} \times b \times h$

Donc les résultats des différents poids des différentes poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Evaluation des charges des poutres sur le poteau P2

Du niveau 7 au 1 ^{er} entresol						
N° poutre	b(m)	h(m)	Longueur(m)	Densité (Kn/m ³)	G(Kn)	G total (Kn)
1	0.3	0.4	2.225	25	6.675	17.325
2	0.3	0.4	1.95	25	5.85	
3	0.3	0.4	1.6	25	4.80	

2.5.3.2 Les poteaux

Vu que la dimension du poteau P1 est différente de chaque étage, donc le poids du poteau de chaque étage est différent.

Donc le poids du poteau est donné par :

La densité du béton multipliée par le volume du poteau ce qui donne :

$$G_p = 25 \times V_p$$

$$V_p = b \times h \times \text{longueur}$$

Le tableau suivant nous donne les différentes charges des différents niveaux de la structure :

Tableau 21 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux

Niveaux	b(m)	h(m)	Longueur (m)	Densité béton (KN/m ³)	GT (KN)
Terrasse inaccessible + accessible	0.35	0.35	3.10	25	8.881
7 ^{eme} et 6 ^{eme}	0.35	0.35	3.10	25	8.881
5 ^{eme} et 4 ^{eme} et 3 ^{eme}	0.45	0.45	3.10	25	14.681
2 ^{eme} et 1 ^{er} et RDC	0.55	0.55	3.10	25	21.931
1 ^{er} et 2 ^{eme} entresol	0.60	0.60	3.10	25	26.100
3 ^{eme} entresol	0.60	0.60	4.08	25	34.920

2.5.3.3 Les murs extérieurs

La charge fournie par le mur extérieur est donnée comme suit :

Le poids de mur extérieur qui est égal à 2.85 KN/m^2 multiplié par la surface de mur (la Longueur du mur multiplié par la largeur).

La longueur est donnée par la formule suivante :

C'est la hauteur d'étage courant (2.90m) moins la hauteur de la poutre qui est égale à (0.40m), donc :

$$L = h_0 - h = 3.10 - 0.40 = 2.50\text{m}$$

$$L_{\text{entresol}} = 4.08 - 0.40 = 3.68\text{m}$$

L : Longueur du mur.

Tableau 22 : Evaluation des charges de mur extérieur sur le poteau P2

Niveau	G (KN/ m2)	SURFACE (m2)	Gt (KN/ m2)
Terrasse	2.85	10.437	29.745
Du 7 ^{eme} au 1 ^{er} étage et RDC	2.85	10.437	29.745
3 ^{eme} et 2 ^{eme} entresol	2.85	10.437	29.745
1 ^{er} entresol	3.84	16.032	61.562

D'après les différentes charges des différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne les résultats de la descente de charge sur le poteau P2 :

Tableau 23 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P2

Niveau	Types	G(KN)	G _{total}	G _{cumul}
Terrasse	T.inaccessible	38.009	111.375	111.375
	T.accessible	38.81		
	Poutre	17,325		
	poteau	8,881		
	L'acrotère	8.35		
7 ^{eme}	Poutre	17,325	87,417	198.792
	plancher	33,466		
	poteau	8,881		
	mur extérieur	27,745		
6 ^{eme}	Poutre	17,325	87,417	286.209
	plancher	33,466		
	poteau	8,881		

	mur extérieur	27,745		
5 ^{eme}	Poutre	17,325	93,217	379.426
	plancher	33,466		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	27,745		
4 ^{eme}	Poutre	17,325	93,217	472.643
	plancher	33,466		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	27,745		
3 ^{eme}	Poutre	17,325	93,217	565,86
	plancher	33,466		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	27,745		
2 ^{eme}	Poutre	17,325	100,467	666,327
	plancher	33,466		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	27,745		
1 ^{er}	Poutre	17,325	100,467	766,794
	plancher	33,466		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	27,745		
RDC	Poutre	17,325	100,467	867,261
	plancher	33,466		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	27,745		
3 ^{eme} entresol	Poutre	17,325	104,636	971,897
	plancher	33,466		
	poteau	26,1		
	mur extérieur	27,745		
2 ^{eme} entresol	Poutre	17,325	104,498	1076,395
	plancher	33,466		
	poteau	26,1		
	mur extérieur	27,607		
1 ^{er} entresol	Poutre	17,325	112,353	1188,748
	plancher	33,466		
	poteau	34,92		
	mur extérieur	61,562		

2.5.3.4 Les charges d'exploitations

Tableau 24 : Evaluation de la charge d'exploitation sur le poteau P2

Niveau	Q _{plancher} (KN/m ²)	S _{afférente} (m ²)	Qt (KN)	Q _{cumul}
Terrasse inaccessible	1	6,68	6,68	6,68
Terrasse accessible	1.5	6,68	10,02	16,7
7 ^{eme}	1,5	6,68	10,02	26,72
6 ^{eme}	1,5	6,68	10,02	36,74
5 ^{eme}	1,5	6,68	10,02	46,76
4 ^{eme}	1,5	6,68	10,02	56,78
3 ^{eme}	1,5	6,68	10,02	66,8
2 ^{eme}	1,5	6,68	10,02	76,82
1 ^{er}	1,5	6,68	10,02	86,84
RDC	1,5	6,68	10,02	96.86
3 ^{eme} entresol	2.5	6,68	16,7	113,56
2 ^{eme} entresol	2.5	6,68	16.7	130.26
1 ^{er} entresol	5	6,68	33,4	163,66
Q _{total}				163.66

Donc la charge permanente et la charge d'exploitation pour le poteau P2 sont :

$$G=1188,748\text{KN}$$

$$Q=163.66\text{KN}$$

2.5.4 Descente de charge pour le poteau P3

Surfaces afférentes :

$$S=2.225 \times 1.6=3.56\text{m}^2$$

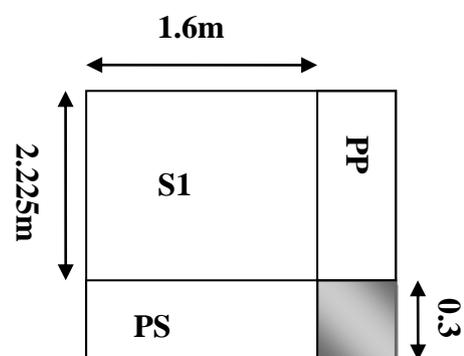


Figure 18 : Surface afférente du Poteau P3

- Terrasse :
C'est le poids de la terrasse multiplié par la surface afférente.
 $G_t(\text{T.inaccessible}) = 5.59 \times 3.56 = 19.90 \text{KN}$
 $G_t(\text{T.accessible}) = 5.81 \times 3.56 = 20.68 \text{KN}$
- Du 7eme étage au RDC + les 3 entresols:
C'est le poids d'étage courant multiplier par la surface afférente.
 $G = 5.01 \times 3.56 = 17.835 \text{KN}$

Le tableau suivant résume les résultats des différents niveaux des planchers de la structure :

Tableau 25 : Evaluation des charges des planchers sur le poteau P3

Niveau	G(KN/m ²)	Surface (m ²)	G _{total} (KN)
Terrasse inaccessible	5.59	3.56	19.90
Terrasse accessible	5.81	3.56	20.68
Du 7 ^{eme} au 1 ^{er} étage + les 3 entresols	5.01	3.56	17,83

2.5.4.1 Les poutres

Le poids de la poutre est donnée par :

$$G = 25 \times \text{Volume de la poutre} = 25 \times \text{Longueur} \times b \times h$$

Donc les résultats des différents poids des différentes poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Evaluation des charges des poutres sur le poteau P3

Du niveau 7 au 1 ^{er} entresol						
N° poutre	b(m)	h(m)	Longueur(m)	Densité (Kn/m ³)	G (Kn)	G total (Kn)
1	0.3	0.4	2.225	25	6.675	11.475
2	0.3	0.4	1.60	25	4.80	

2.5.4.2 Les poteaux

Vu que la dimension du poteau P3 est différente de chaque étage, donc le poids du poteau de chaque étage est différent.

Donc le poids du poteau est donné par :

La densité du béton multipliée par le volume du poteau ce qui donne :

$$G_p = 25 \times V_p$$

$$V_p = b \times h \times \text{longueur}$$

Le tableau suivant nous donne les différentes charges des différents niveaux de la structure :

Tableau 27 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux

Niveaux	b(m)	h(m)	Longueur (m)	Densité béton (KN/m3)	GT (KN)
Terrasse inaccessible + accessible	0.35	0.35	3.10	25	8.881
7 ^{eme} et 6 ^{eme}	0.35	0.35	3.10	25	8.881
5 ^{eme} , 4 ^{eme} et 3 ^{eme}	0.45	0.45	3.10	25	14.681
2 ^{eme} , 1 ^{eme} et RDC	0.55	0.55	3.10	25	21.931
1 ^{er} et 2 ^{eme} sous sol	0.60	0.60	3.10	25	26.100
3 ^{eme} sous sol	0.60	0.60	4.08	25	34.920

2.5.4.3 Les murs extérieures

La charge fournie par le mur extérieur est donnée comme suit :

Le poids de mur extérieur qui est égal à 2.85 KN/m^2 multiplié par la surface de mur (la longueur de mur multiplié par la largeur).

La longueur est donnée par la formule suivante :

C'est la hauteur d'étage courant (2.90m) moins la hauteur de la poutre qui est égale (0.40m), donc :

$$L = h_0 - h = 3.10 - 0.40 = 2.50\text{m}$$

$$L_{\text{entresol}} = 4.08 - 0.40 = 3.68\text{m}$$

L : Longueur du mur.

Tableau 28 : La charge du mur extérieur transmise sur le poteau P3

Niveau	G (KN/ m2)	SURFACE (m2)	Gt (KN/ m2)
Terrasse	2.85	8.90	25.365
Du 7 ^{eme} au 1 ^{er} étage et RDC	2.85	5.562	15.851
3 ^{eme} et 2 ^{eme} entresol	2.85	8.90	25.365
1 ^{er} entresol	3.84	8.90	34.176

D'après les différentes charges des différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne les résultats de la descente de charge sur le poteau P3:

Tableau 29 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P3

Niveau	Types	G(KN)	G _{total} (KN)	G _{cumul}
Terrasse	T.inaccessible	19.90	68.58	68.58
	T.accessible	20.68		
	poutre	11.475		
	Poteau	8,881		
	L'acrotère	7.65		
7 ^{eme}	Poutre	17,325	59.892	128.472
	plancher	17.835		
	poteau	8,881		
	mur extérieur	15,851		
6 ^{eme}	Poutre	17,325	59.892	188.364
	plancher	17.835		
	poteau	8,881		
	mur extérieur	15,851		
5 ^{eme}	Poutre	17,325	65.692	254.056
	plancher	17.835		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	15,851		
4 ^{eme}	Poutre	17,325	65.692	319.748
	plancher	17.835		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	15,851		
3 ^{eme}	Poutre	17,325	65.692	385.44
	plancher	17.835		
	poteau	14,681		
	mur extérieur	15,851		
2 ^{eme}	Poutre	17,325	72.942	458,382
	plancher	17.835		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	15,851		
1 ^{er}	Poutre	17,325	72.942	531.324
	plancher	17.835		
	poteau	21,931		

	mur extérieur	15,851		
RDC	Poutre	17,325	72.942	604.266
	plancher	17.835		
	poteau	21,931		
	mur extérieur	15,851		
3 ^{eme} entresol	Poutre	17,325	86.625	690.891
	plancher	17.835		
	poteau	26,1		
	mur extérieur	25,365		
2 ^{eme} entresol	Poutre	17,325	86.625	777.516
	plancher	17.835		
	poteau	26,1		
	mur extérieur	25,365		
1 ^{er} entresol	Poutre	17,325	104.256	881.772
	plancher	17.835		
	poteau	34,92		
	mur extérieur	34,176		

2.5.4.4 La charge d'exploitation

Tableau 30 : Evaluation de la charge d'exploitation sur le poteau P3

Niveau	Q _{Plancher}	S _{Affer}	Q _t	Q _{cumul}
Terrasse inaccessible	1	3,56	3,56	3,56
Terrasse accessible	1.5	3,56	5,34	8,94
7 ^{eme}	1,5	3,56	5,34	14,28
6 ^{eme}	1,5	3,56	5,34	19.62
5 ^{eme}	1,5	3,56	5,34	24.96
4 ^{eme}	1,5	3,56	5,34	30.30
3 ^{eme}	1,5	3,56	5,34	35.64
2 ^{eme}	1,5	3,56	5,34	40.98
1 ^{er}	1,5	3,56	5,34	46.32
RDC	1,5	3,56	5,34	51.66
3 ^{eme} entresol	2,5	3,56	8.9	60.56
2 ^{eme} entresol	2,5	3,56	8.9	69.46
1 ^{er} entresol	5	3,56	17.8	87,26
Q total				87.26

Donc la charge permanente et la charge d'exploitation pour le poteau P3 sont :

$$G = 881.772 \text{ KN}$$

$$Q = 87.26 \text{ KN}$$

- Les charges maximales à la base :

- Poteau P1 : $\begin{cases} G=1541,103\text{KN} \\ Q=396.312\text{KN} \end{cases}$
- Poteau P2 : $\begin{cases} G=1188.748 \text{ KN} \\ Q=163.66\text{KN} \end{cases}$
- Poteau P3 : $\begin{cases} G=881.772\text{KN} \\ Q=87.26\text{KN} \end{cases}$

D'après l'étude de ces trois poteaux, le poteau le plus sollicité est le P1.

Selon le CBA 93 (art.13.8.1.1), on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu a 10% telle que :

$$Nu = (1.35 \times G + 1.5Q)$$

$$Nu = (1.35 \times 1541.103 + 1.5 \times 376.312)$$

$$Nu = 2402.95\text{KN}$$

Donc on doit majorer Nu de 10% :

$$Nd = 1.1 \times 2402.95$$

$$Nd = 2642.452\text{KN}$$

2.6 Les vérifications

2.6.1 Vérification de critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale a la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{Nd}{B} \leq \sigma_{bc} \text{ (admissible)}$$

$$\sigma_{bc} \text{ (admissible)} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau 31 : Vérification du critère de résistance

Niveau	G	Q	Nu	Nd	B	σ_{bc}	$\sigma_{bc}/1000$	σ_{bc}	Observation
1 ^{er} sous sol	1541,103	396.312	2402.957	2642.45	0,3600	7340.138	7.34	14,2	Vérifiée
2 ^{eme} sous sol	1373.395	315.432	2327.231	2559.954	0,3600	7110.984	7.11	14,2	Vérifiée
3 ^{eme} sous sol	1267.931	274.992	2124.194	2336.614	0,3600	6490.595	6.49	14,2	Vérifiée
RDC	1169.033	234.552	1930.022	2123.024	0,3025	7018,26	7,01	14,2	Vérifiée
1 ^{er}	1054.304	210,288	1738.742	1912.616	0,3025	6322.699	6.32	14,2	Vérifiée
2 ^{eme}	969.575	186,024	1587.962	1746.758	0,3025	5774.408	5.77	14,2	Vérifiée
3 ^{eme}	844.846	161.760	1383,182	1521.500	0,2025	5029.753	5.02	14,2	Vérifiée

4 ^{eme}	797.367	137,496	1282,689	1410.95	0,2025	6967.69	6.96	14,2	Vérifiée
5 ^{eme}	649.888	113.232	1047,196	1151.91	0,2025	5688.47	5.68	14,2	Vérifiée
6eme	502.409	88.968	811.704	892.874	0,1225	7288.77	7.28	14,2	Vérifiée
7eme	360.73	64.704	584.041	642.445	0,1225	5244 .44	5.24	14,2	Vérifiée
T.accessible	219.051	40,44	356.378	392.016	0,1225	3200.136	3.2	14,2	Vérifiée
T.inaccessible	219.051	16,176	319.982	351.98	0,1225	2873.31	2.8	14,2	Vérifiée

2.6.2 Vérification de l'effort réduit

Selon RPA (art .7.1.3.3), il faut vérifier :

$$\frac{Nd}{b \times f_c \times 28} \leq 0.3 \dots\dots\dots(1)$$

Nd : effort normal max résultant des différentes combinaisons de calcul de RPA.

La vérification de (1) à ce stade permet seulement d'avoir une idée sur les dimensions des poteaux choisis. Nous y reviendrons sur cette vérification après le calcul des éléments de contreventement.

De (1) on aura :

$$B' \geq \frac{Nd}{0.3 \times f_c \times 28}$$

$$B' \geq \frac{2.642}{0.3 \times 25} = 0.352m^2$$

On a : B calculé=0.36m²> B'=0.352m² ⇒ les dimensions choisies sont suffisantes.

On résume le tableau ci-dessous pour la vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées :

Tableau 32 : Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Nd (MN)	B (m ²)	B' cal (m ²)	Observation
1 ^{er} entresol	60x60	2642.45	2.642	0,3600	0,352	Vérifiée
2 ^{eme} entresol	60x60	2559.954	2.559	0,3600	0,341	Vérifiée
3 ^{eme} entresol	60x60	2336.614	2.336	0,3600	0,311	Vérifiée
RDC	55x55	2123.024	2.123	0,3025	0,283	Vérifiée
1 ^{er}	55x55	1912.616	1,756	0,3025	0,235	Vérifiée
2 ^{eme}	55x55	1746.758	1,511	0,3025	0,202	Vérifiée
3 ^{eme}	45x45	1521.500	1,265	0,2025	0,169	Vérifiée
4 ^{eme}	45x45	1410.95	1,030	0,2025	0,138	Vérifiée
5 ^{eme}	45x45	1151.91	0,794	0,2025	0,106	Vérifiée

6 ^{eme}	35x35	892.874	0,559	0,1225	0,075	Vérifiée
7 ^{eme}	35x35	642.445	0,331	0,1225	0,044	Vérifiée
T.accessible	35x35	392.016	0,104	0,1225	0,014	Vérifiée
T.inaccessible	35x35	351.98	0.351	0,1225	0.046	Vérifiée

2.6.3 Vérification au flambement

D'après le CBA 93 (Article B.8.2.1), on doit faire la vérification suivante :

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

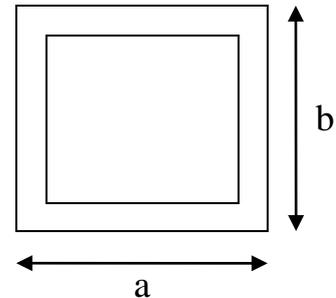


Figure 19 : Section brute (Br)

Avec :

- B_r : La section réduite du poteau.

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

- A_s : Section d'acier comprimé.

$\gamma_b=1.5$ Coefficient de sécurité Coefficient de béton

$\gamma_s=1.15$ Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement L.

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

Note : selon le BAEL91/99 (art .13 .8.4) la vérification a faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau de 1^{er} entresol) et avec majoration de l'effort normal Nu.

On calcul l'élançement λ : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement, $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : longueur du poteau.

i : rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{i}{B}}$, $i = \frac{b \times h^3}{12}$

Le Poteau le plus élancé est le Poteau de 1er entresol \Rightarrow

$$i = \frac{b \times h^3}{12} = 0.010 \text{ m}^4$$

$$B = 0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$l_f = 0.7 \times 3.88 = 2.716 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0.010}{0.36}} = 0.166 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.716}{0.166} = 16.36 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.36}{35}\right)^2} = 0.814$$

On admet que :

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\% \Rightarrow A_s = B_r \times 1\%$$

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2 = 0.3364 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1\% \times 0.3364 = 0.003364 \text{ m}^2 = 33,64 \text{ cm}^2$$

On vérifié que :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{F_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2688.678}{0.814 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.003364 \times \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq 0.178 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.336 \text{ m}^2 > B_{r \text{ cal}} = 0.178 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc pas de risque au flambement.

2.6.4 Vérification des conditions de RPA

$$\text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20 \dots\dots\dots (2)$$

$$1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Tableau 33 : Vérification des conditions de RPA

Niveau	Section (cm ²)	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
1 ^{er} entresol	60x60	0,6 ≥ 0,25	0,6 ≥ 0,174	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée
2 ^{eme} entresol	60x60	0,6 ≥ 0,25	0,6 ≥ 0,125	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée
3 ^{eme} entresol	60x60	0,6 ≥ 0,25	0,6 ≥ 0,125	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée
RDC	55x55	0,55 ≥ 0,25	0,55 ≥ 0,125	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée
1er	55x55	0,55 ≥ 0,25	0,55 ≥ 0,125	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée
2 ^{eme}	55x55	0,55 ≥ 0,25	0,55 ≥ 0,125	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée
3 ^{eme}	45x45	0,45 ≥ 0,25	0,45 ≥ 0,125	0,25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifiée

4 ^{eme}	45x45	$0,45 \geq 0,25$	$0,45 \geq 0,125$	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée
5 ^{eme}	45x45	$0,45 \geq 0,25$	$0,45 \geq 0,125$	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée
6 ^{eme}	35x35	$0,35 \geq 0,25$	$0,35 \geq 0,125$	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée
7 ^{eme}	35x35	$0,35 \geq 0,25$	$0,35 \geq 0,125$	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée
Toiture	35x35	$0,35 \geq 0,25$	$0,35 \geq 0,125$	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Vérifiée

2.7 Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et toutes les vérifications nécessaire, nous avons adopté les sections suivantes :

Les poutres :

- Poutres principales : 30×40cm².
- Poutres secondaires : 30×40cm².

Les poteaux :

- Poteaux (1^{er} 2^{eme} 3^{eme} entresol) : 60×60cm².
- Poteaux (RDC 1^{er} 2^{eme}) : 55×55cm².
- Poteau (3^{eme} 4^{eme} 5^{eme}) : 45×45cm².
- Poteaux (6^{eme} 7^{eme} toiture) : 35×35cm².

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers.

3.2 Etude des planchers

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation, service et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5Kn/m^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

3.2.1 Planchers à corps creux

3.2.1.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples.

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

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

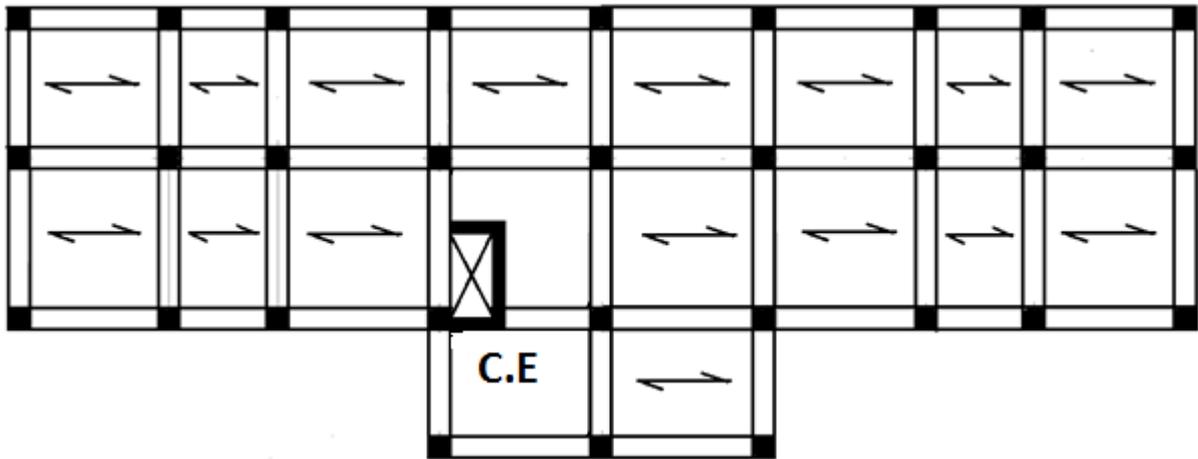


Figure 20 : Sens de disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur les tableaux suivants :

- La terrasse inaccessible :

Tableau 34 : Les différents types de poutrelle à la terrasse inaccessible

Type de la poutrelle	Terrasse inaccessible
1	
6	

- La terrasse accessible :

Tableau 35 : Les différents types de poutrelles à la terrasse accessible

Type de la poutrelle	Terrasse accessible
4	

- A l'étage courant :

Tableau 36 : Les différents type de poutrelles dans l'étage courant

Type de la poutrelle	Etage courant
1	
2	
3	
5	

- A l'étage de service :

Tableau 37 : Les différents types de poutrelles dans l'étage de service

Type de la poutrelle	Etage de service
1	
3	

3.2.1.2 Calcul des charges et surcharges revenantes aux poutrelles

• à l'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$ et $P_U = bQ_U$

• à l'ELS : $Q_S = G + Q$ et $P_S = bQ_S$

Avec : $b = 0,65 m$.

Tableau 38 : Les différentes charges et surcharges

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U (kn /m ²)	P _U (kn/ml)	Q _S (kn/m ²)	PS(kn /ml)
Terrasse inaccessible	5.69	1	9.181	5.967	6.69	4.348
Terrasse accessible	5.81	1.5	10.093	6.560	7.31	4.751
Étage courant d'habitation	5.01	1.5	9.013	5.858	6.51	4.231
Étage commerciale	5.01	5	14.263	9.271	10.01	6.026
Étage de service	5.01	2.5	10.513	6.833	7.51	4.88

3.2.1.3 Méthodes de calculs

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode de CAQUOT MINOREE
- Méthode des trois moments.

3.2.1.4 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA.)

Pour que cette méthode soit applicable il faut que :

- Le plancher soit a surcharge modérée tel que $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Le rapport entre deux travée successives (L_i / L_{i+1}) soit compris entre (0.8 et 1.25).
- Les moments d'inertie des sections transversale soient égaux dans les différentes travées.
- La fissuration soit considérée comme peu nuisible.

Remarque :

1. Si la première condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de CAQUOT (plancher à surcharges élevées).
2. Si l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de CAQUOT minorée.

Principe de la méthode forfaitaire :

- Les moments fléchissant :

o En travée :

• $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

• $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$

• $\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

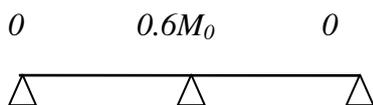
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

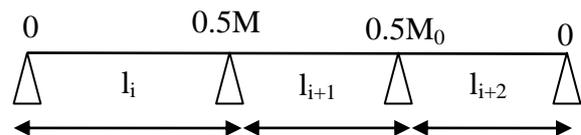
l_i : Portée de la travée.

o En appuis:

Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



Cas de plus de 03 travées :



Figure 21 : Les sollicitations (moments) sur les poutres continues

- Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique V_0 avec :15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

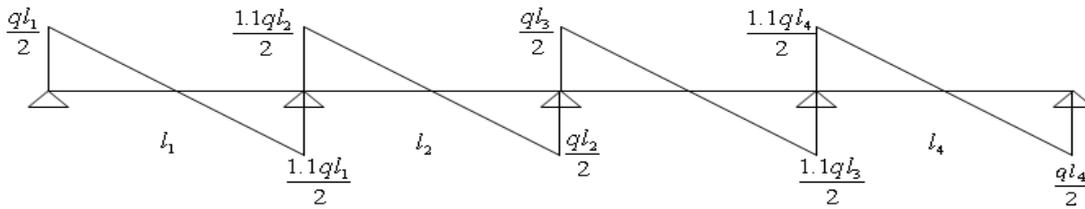


Figure 22 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

3.2.1.5 Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

- Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- Principe de la méthode :

Son principe est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiés et corrigé, pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q \times X}{2} \times (L - X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

- Evaluation des efforts tranchants :

On utilise la méthode de la RDM : $V = \frac{q_u * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$

Avec :

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_{i-1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

- L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_s}{L} + \frac{M_d}{L}$$

3.2.1.1 Méthode de CAQUOT minorée

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente G par un coefficient minorateur $G'=2/3G$, cette charge nous permet de calculer les moments sur appuis seulement les moments en travées sont calculés par la charge complète G.

3.2.1.2 Méthode des trois moments

On détermine les angles de rotation pour les deux travées voisines (à gauche et à droite de l'appui) simplement appuyée et chargé avec des moments aux appuis et le chargement extérieur, on obtient l'équation des trois moments suivante :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i \times (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = 6 \left(\Omega_i \times \frac{a_i}{l_i} + \Omega'_{i+1} \times \frac{b_i}{l_{i+1}} \right)$$

Tel que :

Ω_i : L'aire du diagramme des moments fléchissant produit par le chargement extérieur appliqué à la travée l_i , en considérant la travée simplement appuyée.

a_i, b_i : Les distances du centre de gravité de Ω_i et Ω_{i+1} respectivement aux appuis gauche et droite.

Remarque :

L'équation est valable si EI_z est constant le long de la poutre continue.

3.2.2 Calcul des sollicitations

3.2.2.1 Choix de la méthode de calcul

Tableau 39 : Type de poutrelle calculée avec la méthode forfaitaire

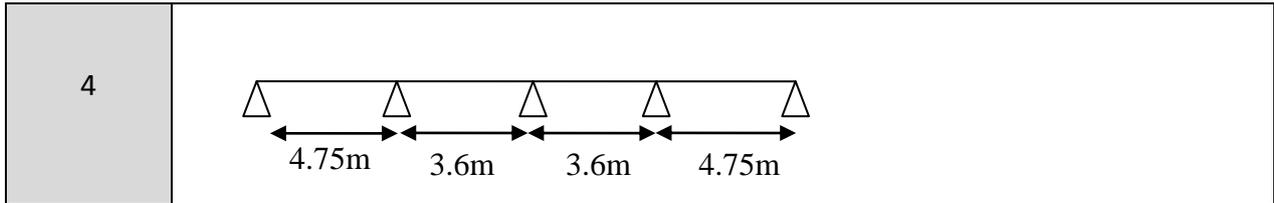
Type de la poutrelle	Méthode forfaitaire
6	

Tableau 40 : Type de poutrelle calculée avec la méthode des trois moments

Type de la poutrelle	Méthode des trois moments
5	

Tableau 41 : Types de poutrelles calculées avec la méthode de Caquot minorée

Type de la poutrelle	Méthode de Caquot minorée
1	
2	
3	



- Calcul des charges et surcharges pour la méthode de Caquot minorée :

Tableau 42 : Les différentes charges et surcharges

Nature	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q' _u (kn /m ²)	P' _u (kn/ml)	Q' _s (kn/m ²)	P' _s (kn /ml)
Terrasse inaccessible	3.79	1	6.616	4.300	4.79	3.113
Terrasse accessible	3.87	1.5	7.474	4.858	5.37	3.490
Etage courant	3.34	1.5	6.759	4.393	4.84	3.146
Etage commerciale	3.34	5	12.009	7.805	8.34	5.42
Etage service	3.34	2.5	8.259	5.368	5.84	3.796

3.2.2.2 Exemple de calculs des différentes méthodes

1- Méthode Caquot minorée poutrelle type 3 (Etage courant):

$P_u = 5.858 \text{ kn/ml}$

$P'_u = 4.393 \text{ kn/ml}$

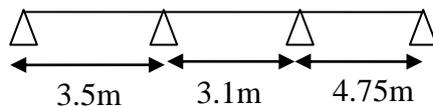


Figure 23 : Poutrelle type 3

- Calcul des longueurs fictives :

$$L' = \begin{cases} 0.8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$L'_{AB} = L_{AB} = 3.5m$

$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.1 = 2.48m$

$L'_{CD} = L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 4.75m$

✓ À L'ELU:

- *Moments aux appuis :*

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

$$M_A = M_D = 0$$

Mais le BAEL préconise des aciers de fissuration $M = -0.15M_0 = -0.15 \times 12.389 = -1.85 \text{ KN.M}$

$$M_B = -\frac{4.393 \times 3.5^3 + 4.393 \times 2.48^3}{8,5 \times (3.5 + 2.48)} = -5.024 \text{ kn.m}$$

$$M_B = -5.024 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.393 \times 2.48^3 + 4.393 \times 4.75^3}{8,5 \times (2.48 + 4.75)} = -8.751 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -8.751 \text{ KN.m}$$

N.B : les moments aux appuis sont négatifs mais dans le calcul des moments en travée par la méthode de Caquot minorée ,on reprend la totalité de G .

- *Moments en travées*

o *Travée (AB) :*

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

$$M(x) = 8.970 + 0 + (-8.751) \times \frac{1.75}{6} = 6.635 \text{ kn.m}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_0(x) = \frac{q_u * x}{2} * (l - x) \\ x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u * l_i} \\ X_0 = 1.75 \text{ m} \\ M_0(x) = 8.970 \text{ KN.m} \end{cases}$$

o *Travée(BC) :*

$$M(x) = 7.036 + (-5.024) \times \left(1 - \frac{1.402}{3.1}\right) + (-8.751) \times \frac{1.402}{3.1} = 0.274 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = 1.402 \text{ m} \\ M_0(x) = 7.036 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

o *Travée CD:*

$$M_{CD} = 12.438 \text{ KN.m}$$

- *L'effort tranchant :*

$$V = \frac{q_u * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$V_A = (6.32 \times 3.5 / 2) + (-5.024 - 0) / 3.5 = 8.818 \text{ KN}$$

$$V_B = (-6.32 \times 3.5 / 2) - 5.024 / 3.5 = -11.689 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = (6.32 \times 3.1 / 2) + (-6.805 + 3.906) / 3.1 = 7.879 \text{ KN} \\ V_C = -10.284 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_C = (6.32 \times 4.75 / 2) + (6.805) / 4.75 = 15.757 \text{ KN} \\ V_D = -12.073 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des sollicitations à l'ELS :

- Moments aux appuis :

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

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = \frac{3.146 \times 3.5^3 + 3.146 \times 2.48^3}{8,5 \times (3.5 + 2.48)} = -3.598 \text{ kn.m}$$

$$M_B = -3.598 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.146 \times 2.48^3 + 3.146 \times 4.75^3}{8,5 \times (2.48 + 4.75)} = -6.267 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -6.267 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées

○ Travée (AB) :

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

$$M(x) = 8.970 + 0 + (-6.805) * \frac{1.75}{6} = 4.805 \text{ kn.m}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = \frac{q_u * x}{2} * (l - x) \\ x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u * l_i} \\ X_0 = 1.75 \text{ m} \\ M_0(x) = 8.970 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

○ Travée (BC) :

$$M(x) = 7.036 + (-3.906) * \left(1 - \frac{1.402}{3.1}\right) + (-6.805) * \frac{1.402}{3.1} = 0.238 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = 1.402 \text{ m} \\ M_0(x) = 7.036 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

○ Travée CD :

$$M_{CD} = 9.005 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2- Méthode forfaitaire poutrelle type 6 (Terrasse inaccessible) :

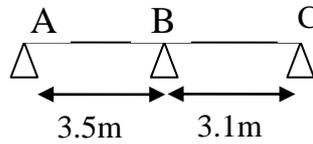


Figure 24 : Poutrelle type 6

$$P_u = 5.967 \text{ Kn/ml}$$

$$P_s = 4.348 \text{ Kn/ml}$$

Pour la Terrasse inaccessible : $G = 5.69 \text{ Kn/m}^2$ $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1ere condition : $Q \leq \min(2G ; 5) \Rightarrow Q \leq \min(11.38 ; 5) \Rightarrow Q \leq 5 \text{ Kn/m}^2$
- 2eme condition: Le moment d'inertie est constant sur les différentes travées
- 3eme condition: Une fissuration non préjudiciable
- 4eme condition: $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{3.5}{3.1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.12 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type 6.

✓ Calcul des sollicitations à L'ELU :

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée AB: } M_1^0 = \frac{p_u l^2}{8} = 9.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_2^0 = \frac{p_u l^2}{8} = 7.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \max(M_1^0, M_2^0) = 9.13 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

- Moment aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0, \text{ mais on prend selon le BAEL : } M_A = M_C = -0.15 M_0 = -1.37 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis intermédiaire : $M_B = -0.6 M_0 = -5.47 \text{ KN.m}$

- Les moments fléchissant en travées :

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} Mt \geq 6.485 \\ Mt \geq 5.682 \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.149$

Finalement on aura $M_{tAB} = 6.485$ KN.m

Travée B-C : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} Mt \geq 4.783 \\ Mt \geq 4.456 \end{cases}$$

Finalement on aura $M_{tBC} = 4.456$ KN.m

- Les efforts tranchants :

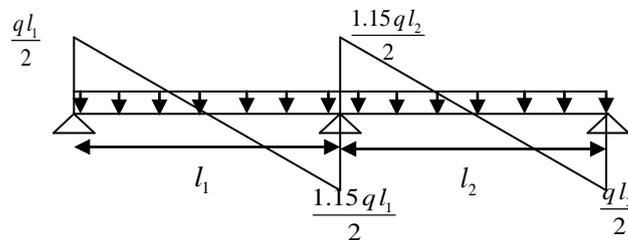


Figure 25 : Effort tranchant pour une poutre à 2 travées.

Travée A-B :

$$V_a = V_0 = \frac{5.967 \times 3.5}{2} = 10.442 \text{ KN}$$

$$V_b = -1.15 V_0 = -12.00 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_b = 1.15 V_0 = 12.00 \text{ KN}$$

$$V_c = - \frac{5.967 \times 3.1}{2} = -9.248$$

✓ Calcul des sollicitations à L'ELS :

- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée AB: } M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8} = 6.657 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC: } M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8} = 5.223 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_C = 0, \text{ mais on prend } -0.15 M_0 = -0.998 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 M_0 = -3.994 \text{ KN.m}$$

- Les moments fléchissant en travées :

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

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

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

Finalement on aura $M_t = 4.993 \text{ KN.m}$

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

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

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

Finalement on aura $M_t = 3.487 \text{ KN.m}$

3.2.2.3 Calcul des sollicitations des différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS

3.2.2.3.1 Etage courant

Tableau 43 : Sollicitations à l'ELU pour l'étage courant

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.5	6.726	-1.008	-5.024	7.329	8,818	-11,689
	BC	3.1	7.036	-5,024	-5.771	2.198	8,84	-9,322
	CD	4.75	16.521	-5,771	-6.094	11.891	13,847	-13,983
	DE	3.6	9.489	-6,094	-4.287	5.068	11,048	-10,044
	EF	3.6	9.489	-4,287	-6.094	5.068	10,044	-11,048
	FG	4.75	16.521	-6,094	-5.771	11.891	13,983	-13,847
	GH	3.1	7.036	-5,771	-5.024	2.198	9,322	-8,84
	HI	3.5	6.726	-5,024	-1.008	7.329	11,689	-8,818

Type 2	AB	3.6	7.116	-1.067	-7.091	6,277	8,576	-12,516
	BC	4.75	16.521	-7,091	-5.771	10,1	14,193	-13,637
	CD	3.1	7.036	-5,771	-5.024	1,646	9,322	-8,84
	DE	3.5	6.726	-5,024	-1.067	6,635	11,689	-8,818
Type 3	AB	3.5	6.726	-1.008	-5.024	6,635	8,818	-11,689
	BC	3.1	7.036	-5,024	-8.751	0,274	7,879	-10,284
	CD	4.75	12.389	-8,751	-1.008	12,438	15,757	-12,073
Type 5	AB	3.6	9.49	1.42	1.42	12.04	10.55	10.55

Tableau 44 : Sollicitations à l'ELS pour l'étage courant

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.5	4.817	-0.722	-3,598	4,806
	BC	3.1	5.082	-3,598	-4,133	1,222
	CD	4.75	11.932	-4,133	-4,364	7,687
	DE	3.6	6.854	-4,364	-3,07	3,154
	EF	3.6	6.854	-3,07	-4,364	3,154
	FG	4.75	11.932	-4,364	-4,133	7,687
	GH	3.1	5.082	-4,133	-3,598	1,222
	HI	3.5	4.817	-3,598	-0.722	4,806
Type 2	AB	3.6	5.096	-0.764	-5,078	4,552
	BC	4.75	11.932	-5,078	-4,133	7,335
	CD	3.1	5.082	-4,133	-3,598	1,222
	DE	3.5	4.817	-3,598	-0.764	4,806
Type 3	AB	3.5	4.817	-0.722	-3,598	4,806
	BC	3.1	5.082	-3,598	-6,267	0,239
	CD	4.75	11.932	-6,267	-0.722	9,008
Type 5	AB	3.6	6.86	10.3	10.3	8.71

3.2.2.3.2 Etage de service

Tableau 45 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles de l'étage de service

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	3.5	8.219	-1.232	-6,139	7,62	10,206	-13,714

Type 1	BC	3.1	8.208	-6,139	-7,052	1,62	10,298	-10,887
	CD	4.75	19.271	-7,052	-7,446	12,026	16,148	-16,314
	DE	3.6	11.069	-7,446	-5,238	4,757	12,915	-11,688
	EF	3.6	11.069	-5,238	-7,446	4,757	11,688	-12,915
	FG	4.75	19.271	-7,446	-7,052	12,026	16,314	-16,148
	GH	3.1	8.208	-7,052	-6,139	1,62	10,887	-10,298
	HI	3.5	8.219	-6,139	-1.232	7,62	13,714	-10,206
Type 3	AB	3.5	8.219	-1.232	-6,139	7,62	10,206	-13,714
	BC	3.1	8.208	-6,139	-10,694	-0,049	9,123	-12,062
	CD	4.75	15.139	-10,694	-1.232	14,298	18,482	-13,979

Tableau 46 : Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles de l'étage de service

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.5	5.812	-0.871	-4,341	5,463
	BC	3.1	5.862	-4,341	-4,987	1,205
	CD	4.75	13.763	-4,987	-5,265	8,643
	DE	3.6	7.905	-5,265	-3,704	3,444
	EF	3.6	7.905	-3,704	-5,265	3,444
	FG	4.75	13.763	-5,265	-4,987	8,643
	GH	3.1	5.862	-4,987	-4,341	1,205
Type 3	AB	3.5	5.812	-0.871	-4,341	5,463
	BC	3.1	5.862	-4,341	-7,562	0,024
	CD	4.75	10.705	-7,562	-0.871	10,247

3.2.2.3.3 Terrasse accessible

Tableau 47 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles à la terrasse accessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.75	13.701	-2.055	-8.484	11,742	12,413	-16,291
	BC	3.6	10.627	-8,484	-4,743	4,098	12,849	-10,771
	CD	3.6	10.627	-4,743	-9,823	3,498	10,399	-13,221
	DE	4.75	13.701	-9,823	-2.055	13,918	17,65	-13,514

Tableau 48 : Sollicitation à l'ELS des différents types de poutrelles à la terrasse accessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)

Type 4	AB	4.75	9.842	-1.476	-7,059	10,105
	BC	3.6	7.696	-7,059	-3,409	2,572
	CD	3.6	7.696	-3,409	-7,059	2,572
	DE	4.75	9.842	-7,059	-1.476	10,105

3.2.2.3.4 Terrasse inaccessible

Tableau 49 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles à la terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.5	6.584	-0.987	-4,922	6,843	9,038	-11,85
	BC	3.1	7.167	-4,922	-5,654	1,886	9,014	-9,487
	CD	4.75	16.828	-5,654	-5,97	11,02	14,107	- 14,241
	DE	3.6	9.666	-5,97	-4,2	4,603	11,234	- 10,251
	EF	3.6	9.666	-4,2	-5,97	4,603	10,251	- 11,234
	FG	4.75	16.828	-5,97	-5,654	11,02	14,241	- 14,107
	GH	3.1	7.167	-5,654	-4,922	1,886	9,487	-9,014
	HI	3.5	6.584	-4,922	-0.987	6,843	11,85	-9,038
Type 6	AB	3.5	9.139	13.7	5.48	6,854	10.44	12.01
	BC	3.1	7.161	5.48	1.08	4,786	10.64	9.25

Tableau 50 : Sollicitation à l'ELS des différents types de poutrelles à la terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.5	4.756	-0.713	-3,563	4,997
	BC	3.1	5.223	-3,563	-4,093	1,4
	CD	4.75	12.262	-4,093	-4,322	8,058
	DE	3.6	7.043	-4,322	-3,041	3,378
	EF	3.6	7.043	-3,041	-4,322	3,378
	FG	4.75	12.262	-4,322	-4,093	8,058
	GH	3.1	5.223	-4,093	-3,563	1,4
	HI	3.5	4.756	-3,563	-0.713	4,997
Type 6	AB	3.5	6.66	1.00	4.00	4.99
	BC	3.1	5.22	4.00	0.78	3.48

3.2.2.3.5 Récapitulation des sollicitations les plus défavorables

1- Etage courant :

Tableau 51 : les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage courant

		ELU	ELS
Plancher étage courant	Type 1	Mt = 11.891 KN.m Ma int = -6.094 KN.m Ma riv = -0.15M0 = -2.47 KN.m Vmax = 13.983 KN	Mt= 7.687 KN.m Ma int = -4.364
	Type 2	Mt = 6.635 KN.m Ma int = -7.091 KN.M Ma rive = -0.15M0=2.478 KN.m Vmax = 14.193 KN	Mt = 4.552 KN.m Ma int = - 5.078 KN.m
	Type 3	Mt = 12.438 KN.m Ma int = -8.751 KN.M Ma rive = -0.15M0= - 1.858 KN.m Vmax = 15.757 KN	Mt = 9.008KN.m Ma int = - 6.267 KN.m
	Type 5	Mt = 12.04 KN.m Ma int = 1.42 KN.M Ma rive = -0.15M0= - 1.423 KN.m Vmax = 10.55 KN	Mt = 9.008KN.m Ma int = - 6.267 KN.m

2- Etage de service :

Tableau 52 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage service

		ELU	ELS
Plancher étage service	Type 1	Mt = 12.026KN.m Ma int = -7.446 KN.m Ma riv = -0.15M0 = -2.890 KN.m Vmax =16.314 KN	Mt= 8.643 KN.m Ma int = -5.265 KN.m
	Type 3	Mt = 14.298 KN.m Ma int = -10.694 KN.M Ma rive = -0.15M0= - 2.270 KN.m Vmax = 18.482 KN	Mt = 10.247KN.m Ma int = - 7.562 KN.m

3- Terrasse accessible :

Tableau 53 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher terrasse accessible

Plancher terrasse accessible		ELU	ELS
	Type 4	Mt =13.918KN.m Ma int = -9.823KN.m Ma riv = -0.15M0 =2.055 KN.m Vmax =17.65KN	Mt= 10.105 KN.m Ma int = -7.059 KN.m

4- Terrasse inaccessible :

Tableau 54 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Plancher TERRASSE INACCESSIBLE		ELU	ELS
	Type 1	Mt =11.02KN.m Ma int = -5.97KN.m Ma riv = -0.15M0 =2.524 KN.m Vmax =14.241KN	Mt= 8.058 KN.m Ma int = -4.322 KN.m
LE	Type 6	Mt = 6.86KN.m Ma int = 13.7 KN.M Ma rive = 0.65 M0= 5.94KN.m Vmax =12.01 KN	Mt = 4.99KN.m Ma int = 4 KN.m

3.2.2.4 Ferrailage des poutrelles

Exemple du plancher à usage habitation (étage courant) :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

✓ Calcul à l'ELU :

a) Calcul de la section d'armatures longitudinales

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

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

- En travée : $\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$

$$\mu_{bu} = \frac{11.891 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0397) < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0.$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0506$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0506) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{11.891 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_{tr} = 1.94 \text{ cm}^2$$

On prend pour le ferrailage : 2HA12=2.26 cm²

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.412 \text{ cm}^2) < A_t$$

En appuis :

- Appuis intermédiaire : M inter = -6.094 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{6.094 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.132 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = -0.155$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1912$$

$$A_{tr} = \frac{M_i}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{6.094 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1912} \Rightarrow A_{tr} = 0.915 \text{ m}^2$$

On prend pour le ferrailage: 2HA10=1.58cm²

- Appui de rive : $M_a^{rive} = 2.47 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0536$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A (}\xi_s = 10\%_0\text{).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0692$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.4057 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2) < A_t$$

on prend : 1HA10=0.79cm²

- Pour le plancher à usage habitation on opte pour :

Appuis de rive : 1 HA10, A_S = 0.79 cm²

Appuis intermédiaire : 2HA10, A_S = 1.58 cm²

En travée : 2HA12, A_S = 2.26 cm²

- Les résultats de calculs de ferrailage des autres types sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 55 : Calcul des sections d'armatures longitudinales des poutrelles.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Etage courant	En travée	Mt= 12.438 KN.m	0.0417	0.0532	0.1762	2.029	1.4128	3HA10=2.37
	Appui intermédiaire	Ma int = 8.751 KN.M	0.1907	0.266	0.160	1.564	0.217	2HA10= 1.57
	Appui de rive	Ma rive =2.478 KN.m	0.0536	0.0692	0.175	0.4057	0.217	1HA10=0.79
Plancher terrasse accessible	travée	Mt= 13,918KN. m	0.0466	0.0597	0.1757	2.277	1.4128	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	Ma int =9,823 KN.M	0.0329	0.0419	0.1770	1.5957	1.4128	2HA10=1.57
	Appui de rive	Ma rive =2.055KN. m	0.0069	0.0086	0.1794	0.3294	1.4128	1HA10=0.79
Plancher terrasse inaccessible	Appui intermédiaire	Mt= 11.02KN.m	0.0369	0.0471	0.1766	1.7939	1.4128	1HA10+1HA12 =1.92
	Appui de rive	Ma riv = 2.524 KN.M	0.0550	0.0707	0.1749	0.4149	0.2174	1HA10=0.79
	travée	Ma inter=13 KN.m	0.2985	0.4564	0.1471	2.6769	0.2174	1HA12+2HA10 =2.7

Etage service	travée	Mt= 14.298KN.m	0.0479	0.0614	0.1756	2.339	1.4128	3HA10=2.36
	Appui inter	Ma inter = 10.694 KN.M	0.2329	0.3364	0.1558	1.972	0.2174	2HA12=2.26
	Appui de rive	Ma rive=2.890 KN.m	0.0630	0.0814	0.1741	0.4771	0.2174	1HA10=0.79

• Vérification à l'E.L.U

a) Vérification de l'effort tranchant (influence sur le béton)

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa}$ Si $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau 56 : Vérification au cisaillement

Type de plancher	V (KN)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_U	Observation
Etage courant	15.757	3.25	0.875	OK
Etage service	18.482	3.25	1.026	OK
Terrasse accessible	17.65	3.25	0.98	OK
Terrasse Inaccessible	17.40	3.25	0.79	OK

b) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

• Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 1.13 = 1.92 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 1.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 15.757 \times 10^{-3}}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Est vérifiée.

• Appui intermédiaire

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [15.757] - \frac{8.751}{0.9 \times 0.18} \times 10^{-3} = -1.10 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq -1.28 \text{ cm}^2,$$

Donc aucune vérification à faire.

c) Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{15.757 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.1)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.028 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

- Armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{LMin}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$ Pour tout les types

- Escarpement:

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90 \text{ (Les armatures sont perpendiculaires)}$$

$$D'où \quad S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (1,028 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 45,82 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

D'où: $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Vérification à l'ELS

a) État limite de compression du béton

$$M_{Travée}^{Max} = 12.438 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.47 \text{ KN.m (Rive)} \\ -8.751 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

- En travée

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$\Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = 45.4 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression ce qui implique un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- Calcul de y :

$$b \times y^2 - 30 \times A \times (d - y) = 0$$

$$0.65 \times y^2 - 30 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0 \Rightarrow y = 2.4 \text{ cm}$$

- Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8549.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.008 \times 2.4 \times 10^3}{8549.42} = 2.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• En appuis

- Appuis intermédiaires

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2, M_{ser}^{\max} = 6.267 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre : $\hat{A} = 0$

$$H = b \cdot h_0^2 + 30 \times A' \times (h_0 - d') - 30 \times A \times (d - h_0) = 565.4 \text{ cm}^3$$

L'axe neutre passe par la table de compression ce qui implique le calcul d'une section rectangulaire $b \times h$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow Y = 1.3 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 4734.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.267 \times 1.3 \times 10^3}{4734.5} = 1.72 \leq 15 \text{ MPa}$$

Est vérifiée

- Appuis de rive :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.3 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$\Rightarrow I = 4734.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.267 \times 1.3 \times 10^3}{4734.5} = 1.72 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$

Pour une portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

❖ Exemple de calcul

$$E_1 = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

- *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.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.01 = 3.25 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.01 + 1.5) = 4.23 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.25 \times 4.75^2}{8} = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.75^2}{8} = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.23 \times 4.75^2}{8} = 8.94 \text{ KN.m}$$

- Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.87 \times (0.18 - 0.024) \times 10^5}{8549.42} \Rightarrow \sigma_{gs} = 188.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{8.94 \times (0.18 - 0.024) \times 10^5}{8549.42} \Rightarrow \sigma_{ps} = 244.69 \text{ MPa}$$

Calcul de I_0 :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = 5.99 \text{ cm}$$

$$I_0 = b_0 \frac{h^2}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2 = 39497.73 \text{ cm}^4$$

- Inerties fictives (I_f)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.26}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.012 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.55$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.421$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 188.03 + 2.1} = 0.669$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 105.37 + 2.1} = 0.486$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 244.69 + 2.1} = 0.734$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 15942.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 12873.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 12049.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 22273.35 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = 0.37 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = 0.64 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = 0.52 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.64 + 0.52 - 0.37 - 0.16 = 0.1 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

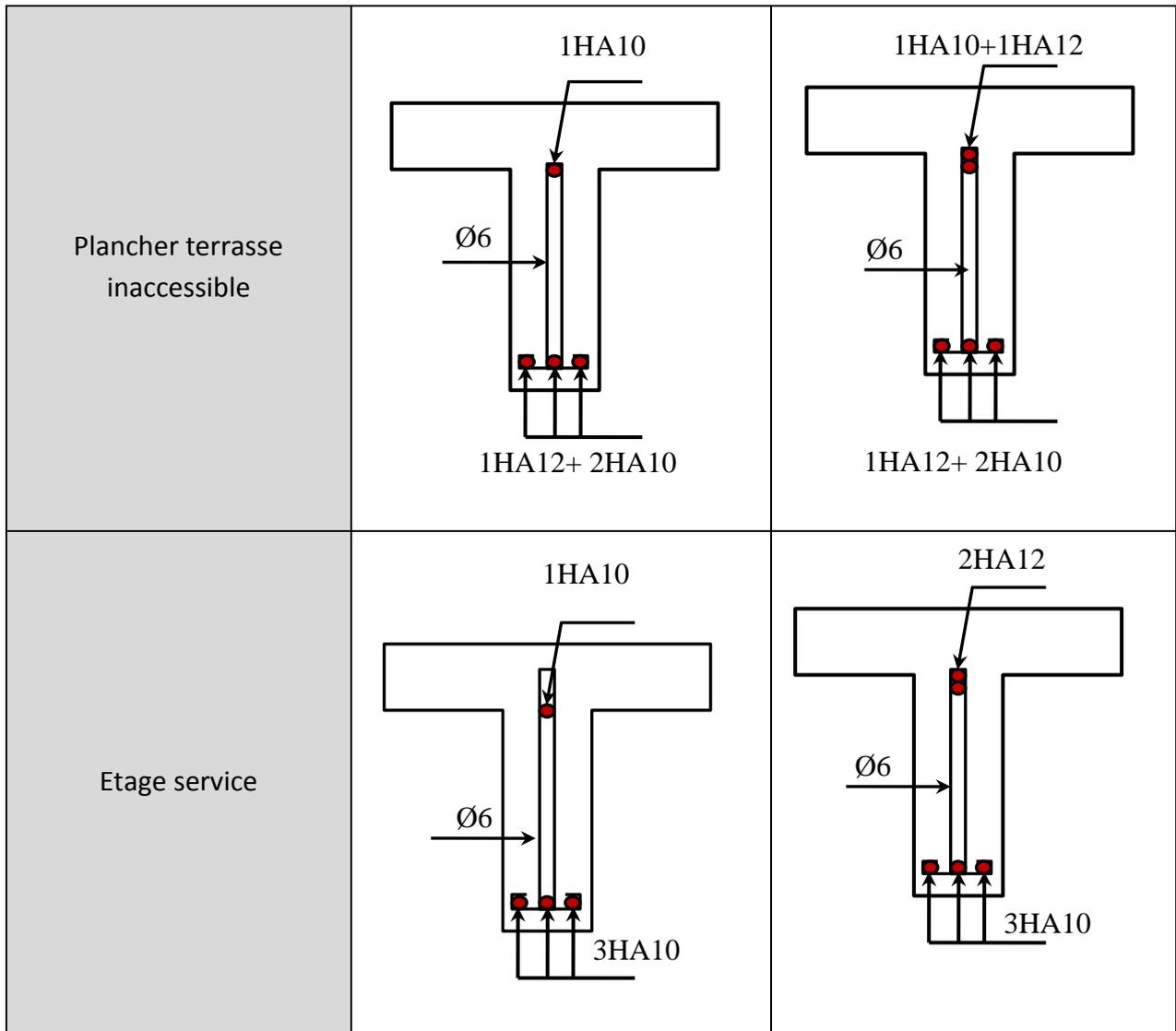
Tableau 57 : Résultat de calcul de flèche

Etage	Terrasse accessible			Terrasse inaccessible			Bureau (1er étage)			Etage courant		
	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}
q _{ser} (KN/ml)	1.83	3.77	4.75	1.83	3.69	4.34	1.83	3.25	6.50	1.83	3.25	4.23
M _{ser} (KN/ml)	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}
	3.87	7.97	10.04	3.86	7.80	9.17	3.87	6.87	13.74	3.87	6.85	8.94
A (cm ²)	4.52			1.92			2.36			2.26		
L (m)	4.75			4.75			4.75			4.75		
Δf (cm)	0.53			0.85			0.84			0.10		
f _{adm} (cm)	0.95			0.95			0.95			0.95		
Obs	Vérifiée			Vérifiée			Vérifiée			Vérifiée		

3.2.2.5 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau 58 : Tableau de ferrailage des poutrelles.

plancher	Schémas de Ferrailages	
	Appuis de rives	Appuis intermédiaires
Etage courant	<p>1HA10 Ø6 3HA10</p>	<p>2HA10 Ø6 3HA10</p>
Plancher terrasse accessible	<p>1HA10 Ø6 3HA10</p>	<p>2HA10 Ø6 3HA10</p>



3.2.2.6 Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

- Armature perpendiculaire aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2 / ml$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$

- Armature parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / m$ $St = 28 \text{ cm}$

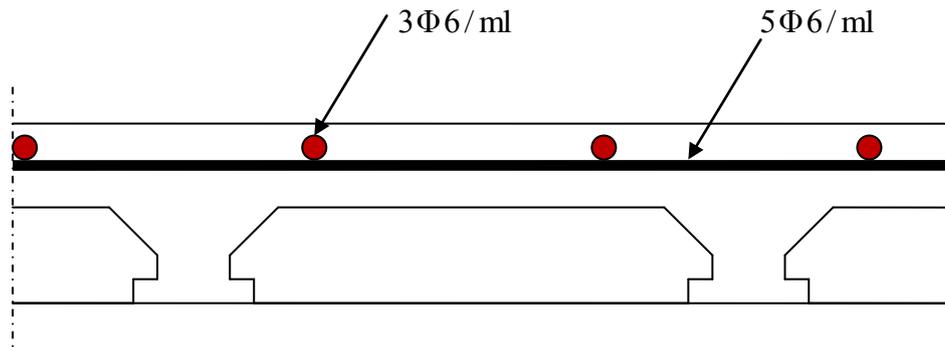


Figure 26 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.2.3 Planchers à dalle pleine

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

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

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ si } \begin{cases} \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant } l_x). \\ \rho > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

3.2.3.1 Type 1 (Dalle sur 1 appui)

$$L_x = 1.00 \text{ m} \quad , \quad L_y = 2.3 \text{ m}$$

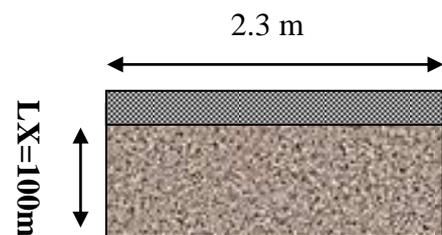


Figure 27 : Schéma de la dalle

$$\rho = \frac{1,00}{2,3} = 0,434 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens (sens } x) \text{ comme console.}$$

- Evaluation des charges :

$$G = 5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.5 \text{ KN/m}^2.$$

- Les sollicitations :

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2}$$

$$V_u = P_u \times l$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_U = \frac{12 \times 1.00^2}{2} = 6 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 12 \times 1.00 = 12.00 \text{ KN.m.}$$

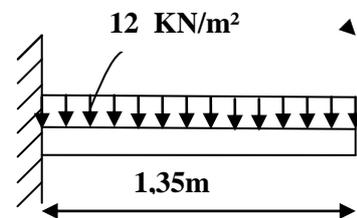


Figure 28 : Schéma statique de la dalle

- Ferrailage :

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100\text{cm}$, $h = 12\text{cm}$, $d = 10\text{cm}$, $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$, $c = 2\text{cm}$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
6	0,042	0,053	0,097	1.77	4T8=2.01	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

- armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

- Vérification :

✓ À l'ELU :

- l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$1.2 < 2.01$ c'est vérifié.

✓ A l'ELS :

- la contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = 4.25 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.28 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2.024 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 2.43 \text{ MPa}.$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- la flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,00} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0022 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

e) Le schéma de ferrailage :

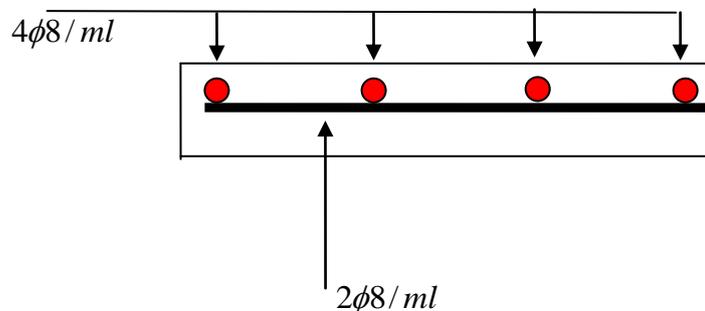
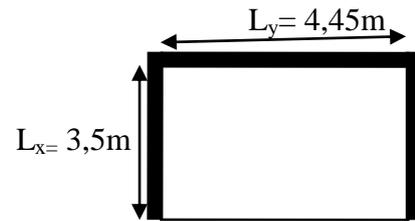


Figure 29 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 1

3.2.3.2 Type 2 (Dalle sur trois appuis)

$$\text{On a : } \begin{cases} L^y = 4,45 \text{ m} \\ L^x = 3,5 \text{ m} \end{cases}$$



$$(L_y/2) = (4,45/2) = 2,225\text{m} > L^x = 1,3 \text{ m}$$

Figure 30 : Dalle sur trois appuis

$\rho = L^x / L^y = 1,3/4,45 = 0,29 < 0,4$ La dalle travaille selon un seul sens

On a :

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

$$\begin{cases} q_u = (1,35 * 5) + (1,5 * 3,5) = 12 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 5 + 3,5 = 8,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_{x0} = (q_u l_x^2 * l_y / 2) - (2 * q_u l_x^3 / 3) = 27,54 \text{ KN.m} \\ M_{y0} = (q_u l_x^3 / 6) = 4,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x0} = 27,54 \text{ KN.m} \\ M_{y0} = 4,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_{x0} = 0,85 * 27,54 = 23,4 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 * M_{y0} = 0,85 * 4,39 = 3,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_{x0} = -13,77 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures en travée :

Le calcul se fait à la flexion simple.

Tableau 59 : Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle type 2

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
travée	x-x	20,65	0,145	0.196	0.0920	6.05	1,20	4HA14=6.16cm ²
	y-y	4,39	0,0263	0.0628	0.0732	1.72	1,20	4HA8=2.51cm ²
appui		-13,77	0.025	0.0650	0.0732	5.4	1,20	4HA14=6.16cm ²

- Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 20cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 20cm$.

Vérification de la condition de non fragilité:

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28}/Fe) = 1,207 \text{ cm}^2$$

- l'effort tranchant :

$$Vu = (q_u * L_x / 2) * (1 / (1 + (\rho / 2))) = 6.81 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0,0681 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,25 \text{ MPa}$vérifiée

- l'ELS :

✓ contrainte de compression du béton :

$$P = G + Q = 5 + 3.5 = 8,5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$M_{txser} = 16.58 \text{ KN. m}$$

Sens x-x :

$$A_x = ; M_{txser} = 26,11 \text{ KN}$$

$$M_x^t_{ser} = 16.58 \text{ KN KN.m} \Rightarrow M_{a ser} = 0,371 \text{ KN.m}$$

Localisation	sens	$M_{ser}(KN.ml)$	A (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{Adm}(MPa)$	Observation
Travée	(xx)	16.58	5HA12=5.65	0,0343	$5.22 * 10^{-5}$	10.89	15	Vérifiée
Appui	/	7.8	4HA10=3.14	0,0258	$3.049 * 10^{-5}$	6.61	15	Vérifiée

- Etat limite d'ouverture des fissures :

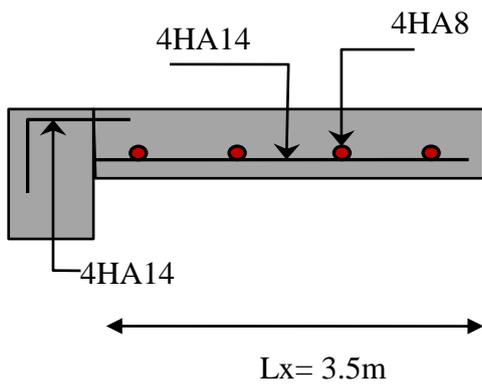
La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Etat limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites, mais, or dans notre cas la vérification n'est pas nécessaire vu que les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$



Coupe 1-1

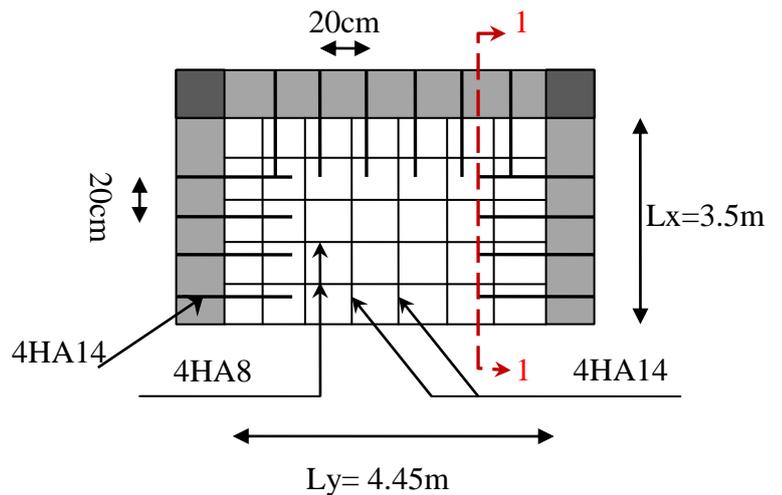


Figure 31 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

3.3 Etude des escaliers

3.3.1 Escalier type 1

(Deux volées identique, étage courant)

3.3.1.1 Etude d'escalier

Les escaliers sont calculés à la flexion simple, on considérons la section a ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h.

3.3.1.1.1 Charge et surcharge

Palier :

$$G_{\text{palier}} = 4.89 \text{KN/m}^2$$

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

Volée :

$$G_{\text{paillasse}} = 7.976 \text{KN/m}^2$$

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

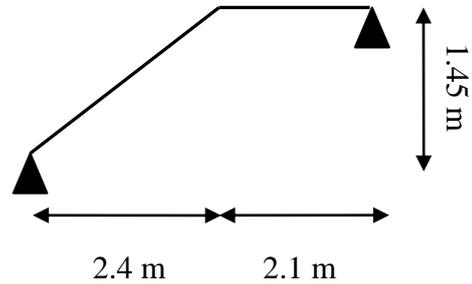


Figure 32 : Schéma statique de l'escalier type 1.

3.3.1.1.2 Calcul des sollicitations

3.3.1.1.2.1 Sollicitations à l'ELU

- Pour la volée :

$$q_u = 1.35 \times (7.976) + 1.5 (2.5) = 14.51 \text{KN/ml}$$

- Pour le palier :

$$q_u = 1.35 \times 4.89 + 1.5 \times 2.5 = 10.35 \text{KN/ml}$$

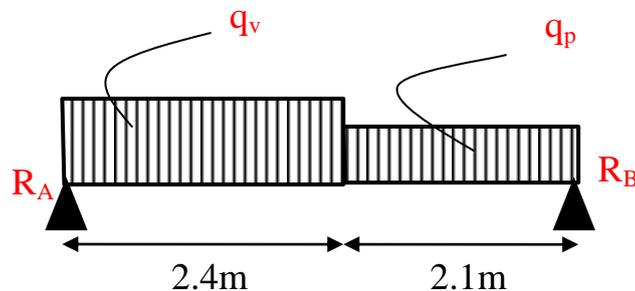


Figure 33 : Schéma statique avec chargement.

- Calcul des réactions d'appuis :

Par la méthode de RDM on trouve :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.51 \times 2.4) + (10.35 \times 2.1) = 56.56 \text{KN.}$$

$$\sum M /_A \Rightarrow (14.51 \times 2.4) \frac{2.4}{2} + (10.35 \times 2.1) \times (2.4 + \frac{2.1}{2}) = R_B (2.1 + 2.4)$$

$$\Rightarrow R_B = 25.95 \text{KN.}$$

$$R_A = 56.56 - 25.95 = 30.61 \text{KN}$$

- Calcul des efforts internes :
 ✓ $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M_z(x) = 30.61 \times (x) - 7.255 \times (x^2)$$

$$T_y(x) = -30.61 + 14.51 \times (x)$$

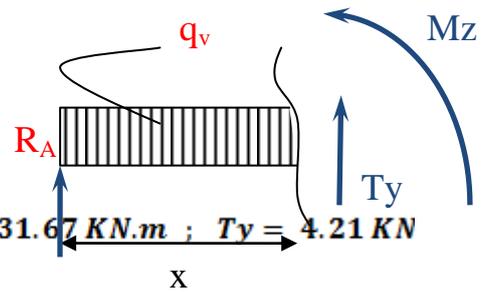
⇒

$$X_0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} ; T_y - 30.61 \text{ KN} \times X = 2.4 \Rightarrow M_z = 31.67 \text{ KN.m} ; T_y = 4.21 \text{ KN}$$

Le moment max à ('X₀') est :

$$T(X_0) = 0 \Rightarrow X_0 = 2.109 \text{ m}$$

$$M_{\max}(2.109) = 32.28 \text{ KN.m}$$



- ✓ $0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$

$$M_z(x) = 25.95 \times (x) - 5.175 \times (x^2)$$

$$T_y(x) = 25.95 - 10.35 \times (x)$$

⇒

$$X = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} ; T_y = 25.95 \text{ KN}$$

$$X = 2.1 \Rightarrow M_z = 31.67 \text{ KN.m} ; T_y = 4.21 \text{ KN}$$

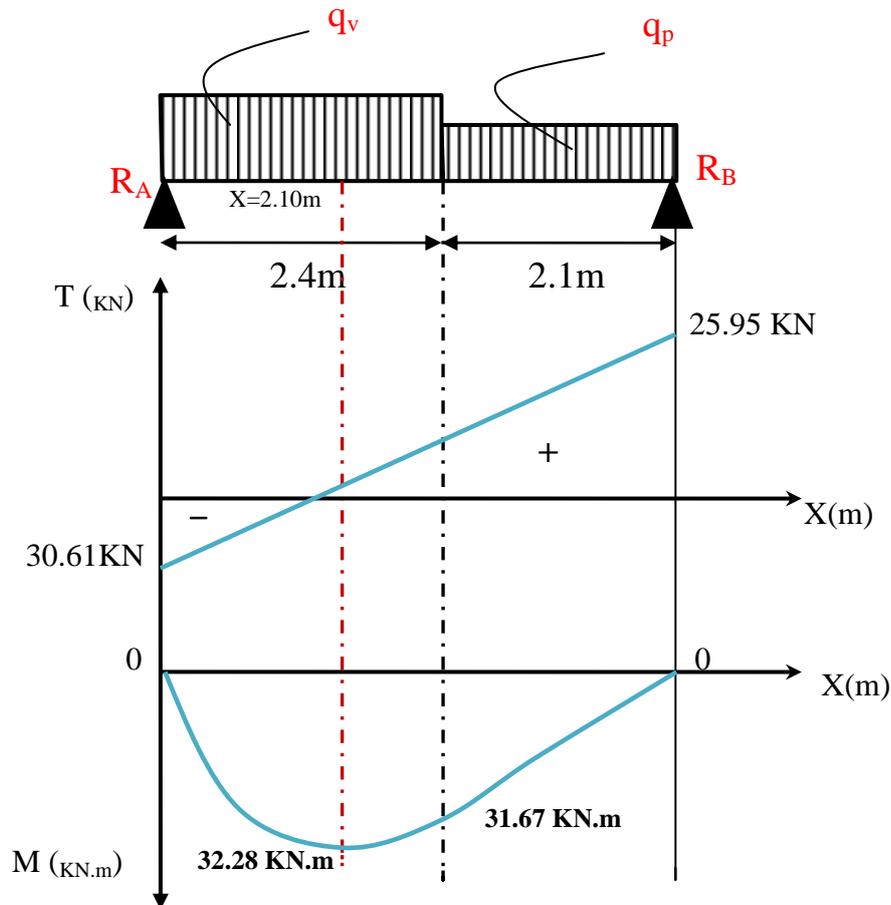
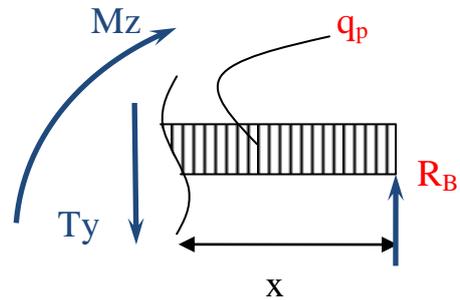


Figure 34 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

En tenant compte du semi encastrement nous obtenons :

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 M_{\max} \Rightarrow M_a = -0.5 (32.28) \Rightarrow M_a = -16.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{\max} \Rightarrow M_t = 0.75 (32.28) \Rightarrow M_t = 24.21 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 30.61 \text{ KN}$$

3.3.1.1.2 Sollicitations à l'ELS

- Pour la volée:

$$q_s = 7.976 + 2.5 = 10.476 \text{ KN/ml}$$

- Pour le palier:

$$q_s = 4.89 + 2.5 = 7.39 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait de la même manière à l'ELU :

$$R_A = 28.29 \text{ KN}$$

$$R_B = 12.37 \text{ KN}$$

$$M_0 = M_{\max} = 38.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{a(\text{ser})} = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 38.19 = -19.095 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{t(\text{ser})} = 0.75 M_{\max} = 0.75 \times 38.19 = 28.64 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max(\text{ser})} = 28.29 \text{ KN}$$

3.3.1.1.3 Calcul de ferrailage

3.3.1.1.3.1 Calcul des armatures longitudinal

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre de largeur.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm} ; e = 18 \text{ cm}) \text{ et } d = 16 \text{ cm.}$$

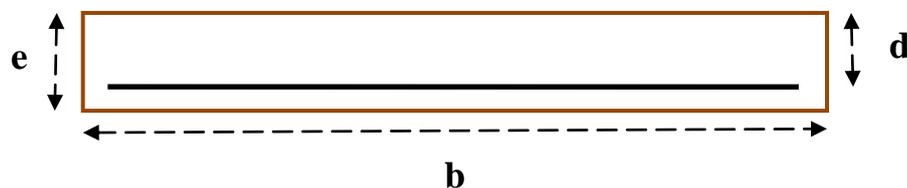


Figure 35 : Section de calcul d'escalier.

- En travée :

$$M_t = 24.21 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.02421}{14.2 \times 1 \times (0.16)^2} = 0.0665$$

$$\mu_{bu} = 0.0665 < \mu_l = 0.393$$

⇒ Pivot "A" ⇒ les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s=0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.086$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.154$$

La section d'armature tendue est :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0.02441}{0.154 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_s = 4.5 \text{ cm}^2$

On adopte : (6HA10) / ml = 4.71 cm^2

- En appuis :

$$M_a = -16.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01614}{14.2 \times 1 \times (0.16)^2} = 0.044$$

$$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_l = 0.393$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.056$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.156$$

La section d'armature tendue est :

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0.01614}{0.156 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_s = 2.97 \text{ cm}^2$

On adopte : (6HA8) / ml = 3.02 cm^2

On résume les calculs dans le tableau ci dessous :

Tableau 60 : Calcul des armatures principales.

Localisation	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	24.21	0.393	0.086	0.154	4.5	$6\phi 10 = 4.71$
En appuis	16.14	0.044	0.056	0.156	2.97	$6\phi 8 = 3.02$

3.3.1.1.3.2 Calcul des armatures de répartitions

En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.755 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²

Calcul de l'espacement des barres :

Armatures longitudinales: $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

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

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL91 (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \times d} < 0.05 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{30.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.191 < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de bétonnage vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

3.3.1.2 Vérifications à L'ELU et à L'ELS

3.3.1.2.1 Vérifications à l'ELU

3.3.1.2.1.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,16 \times 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2.$$

On a : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

3.3.1.2.1.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{30.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

3.3.1.2.1.3 Vérification des armatures longitudinales en cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (30.61 \times 10^{-3} + \frac{32.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = 0.257 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > 0.257 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

3.3.1.2.1.4 Vérification de l'espacement des armatures

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivant :

Armatures longitudinales : $St=25 \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ vérifiée

Armatures longitudinales : $St=25 \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ vérifiée

3.3.1.2.2 Vérifications à L'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification à l'état limite de compression de béton

3.3.1.2.2.1 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considéré comme peut nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

3.3.1.2.2.2 Vérification à l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_c = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton à L'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$ (admissible) : contrainte admissible à L'ELS.

A : section d'armatures tendues.

M_{ser} : moment de flexion à L'ELS.

I : moment d'inertie donnée par cette équation.

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

Y : racine de l'équation

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

- En travée :

$$M_{ser} = 28.64 \text{ KN.m}; \quad A_s = 4.71 \text{ cm}^2; \quad d = 16 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad A' = 0.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 4.71 \times y - 15 \times 4.71 \times 16 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times (4.10)^3 + 15 \times 4.71 \times (16 - 4.10)^2$$

$$\Rightarrow I = 12302.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} y = \frac{0,02864}{0,0001230} \cdot 0,041 = 9.54 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ (admissible)}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- En appuis :

$$M_{ser} = 3.02 \text{ KN.m}$$

Tableau 61 : Vérification des contraintes.

localisation	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc \text{ (admissible)}}$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc(admis)}$
En appuis	3.02	8501.81	3.38	2.1	15	vérifiée
En travée	28.64	12302.09	4.10	9.54	15	

3.3.1.2.2.3 Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{450} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée (1)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{450} = 0.04 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.64}{10 \times 38.19} = 0.074 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée (2)}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 16} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible est égale à:

$$f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm.}$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b}{12} \times h^3 + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100}{12} \times 18^3 + 15 \times 4.71 \times \left(\frac{18}{2} - 16\right)^2 = 52061.85 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 52061.85 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes

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

$q_{vg} = 7.97 \text{ KN/m}$: La charge permanente sur la volée.

$q_{pg} = 4.89 \text{ KN/m}$: La charge permanente sur le palier.

La charge équivalente sur la volée est :

$$q_{eq} = \frac{7.97 \times 2.4 + 4.89 \times 2.1}{(2.4 + 2.1)} = 6.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_0^{\max} = 0.85 \times \frac{6.53 \times 4.5^2}{8} = 14.04 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{gser} = 14.04 \text{ KN.m}$$

$q_{vj} = 6.51 \text{ KN/m}$: La charge permanente sur la volée sans revêtement.

$q_{pj} = 3.5 \text{ KN/m}$: La charge permanente sur le palier sans revêtement.

La charge équivalente sur la volée est :

$$q_{eq} = \frac{6.51 \times 2.4 + 3.5 \times 2.1}{(2.4 + 2.1)} = 5.10 \text{ KN/ml} \quad M_{jser} = 0.85 \times M_0^{\max} = 0.85 \times \frac{5.10 \times 4.5^2}{8} = 10.67 \text{ KN.m} \Rightarrow$$

$$M_{jser} = 10.67 \text{ KN.m}$$

$q_{vp} = G + Q = 10.57 \text{ KN/m}$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation sur la volée.

$q_{pp} = G + Q = 7.39 \text{ KN/m}$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation sur le palier.

La charge équivalente sur la volée est :

$$q_{eq} = \frac{10.57 \times 2.4 + 7.39 \times 2.1}{(2.4 + 2.1)} = 9.18 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_0^{\max} = 0.85 \times \frac{9.18 \times 4.5^2}{8} = 19.75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{pser} = 19.75 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{4.71}{100 \times 16} \Rightarrow \rho = 0.0029$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.0029} = 7.24 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 7.24 = 2.89 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

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

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

$$y = 4.1 \text{ cm}; \quad I_0 = 52061.85 \text{ cm}^4; \quad I = 12302.09 \text{ cm}^4 \quad A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10.67 \times (0.16 - 0.041) \times 10^{-3}}{12302.09 \times 10^{-8}} = 154.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{14.04 \times (0.16 - 0.041) \times 10^{-3}}{12302.09 \times 10^{-8}} = 203.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{19.75 \times (0.16 - 0.041) \times 10^{-3}}{12302.09 \times 10^{-8}} = 484.03 \text{ Mpa}$$

• Inerties fictives (If)

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 154.81 + 2.1} = 0.056$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 203.71 + 2.1} = 0.151$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 484.03 + 2.1} = 0.52$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 52061.85}{1 + 7.24 \times 0.056} = 40747.40 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 52061.85}{1 + 7.24 \times 0.151} = 27358.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 52061.85}{1 + 7.24 \times 0.52} = 12018.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 52061.85}{1 + 2.89 \times 0.151} = 39869.41 \text{ cm}^4$$

• Evaluation des flèches

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

$$f_{ji} = \frac{10.67 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 40747.40 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0016 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{14.04 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 27358.56 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0032 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{11.48 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 15952.43 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0024 \text{ m}$$

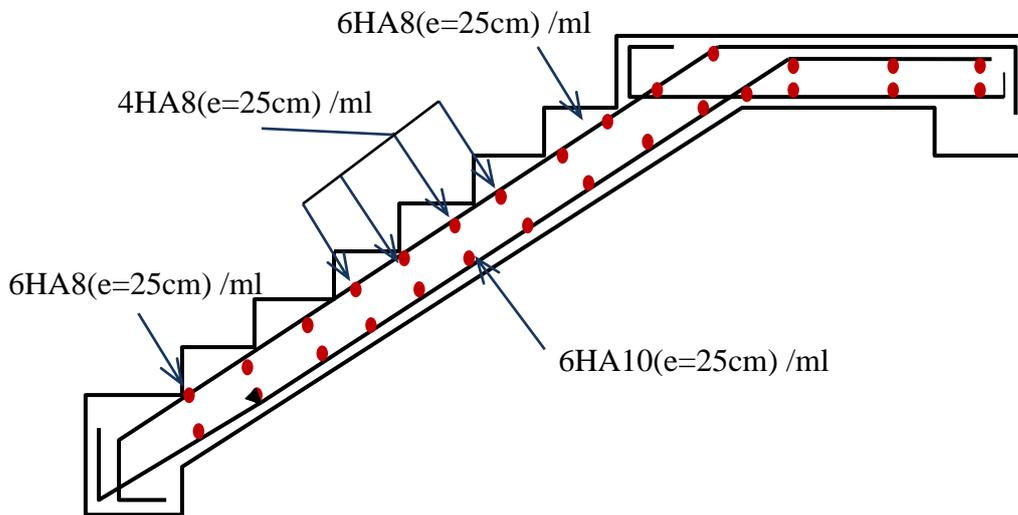
$$f_{gv} = \frac{14.04 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 10721.4 \times 39869.41 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0066 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0066 - 0.0016 + 0.0024 - 0.0032$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.0042 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 4.2 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

3.3.1.3 Schéma de ferrailage

Figure 36 : Schéma de ferrailage de l'escalier (1^{er} et 2^{ème} volée étage courant).

3.3.1.4 Calcul du palier de repos de l'escalier type 1

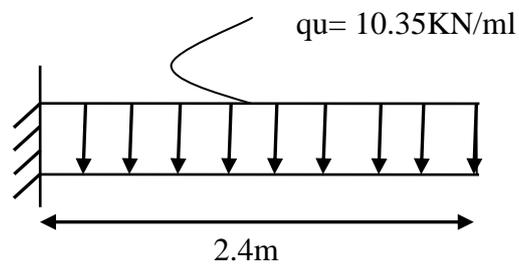


Figure 37 : Schéma statique du palier de repos.

3.3.1.4.1 Charge et surcharge

$$G = 4.89 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = 1.85 \times 1.45 = 2.68 \text{ KN/ml (la charge concentrée due au poids propre de mur)}$$

$$R_B = 25.95 \text{ KN (la charge transmise par l'escalier).}$$

3.3.1.4.2 Calcul des sollicitations

- A L'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.35 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1.35 \times 2.68 = 3.61 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + p_u \times L = 38.47 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times L) + p_u + R_B = 54.4 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 7.39 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = 2.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + p_s \times L = 27.71 \text{ KN.m}$$

3.3.1.4.3 Calcul de ferrailage

3.3.1.4.3.1 Ferrailage des armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$B=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=16\text{cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$.

Tableau 62 : Ferrailage de palier intermédiaire.

$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adobré} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
38.47	0.105	0.140	0.151	7.32	8HA12=9.05	20

3.3.1.4.3.2 Ferrailage des armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_t}{3} = \frac{9.05}{3} = 3.01 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(4 \times e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.3.1.4.4 Vérifications à L'ELU et à L'ELS

3.3.1.4.4.1 Vérification à L'ELU

3.3.1.4.4.1.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,16 \times 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2.$$

On a : $A = 9.02 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

3.3.1.4.4.1.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_c 28 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{54.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

3.3.1.4.4.2 Vérification à L'ELS

3.3.1.4.4.2.1 Vérification à l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$y = 5.37 \text{ cm}$$

$$I = 11718.81 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{27,71 \cdot 10^{-3}}{11718,81 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,0537 = 12,69 \text{ MPa} < \sigma_{bc} (\text{admissible}) = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition}$$

vérifiée).

3.3.1.4.4.2.2 Vérification des contraintes dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \sigma_s (\text{admissible}) = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 37.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_s (\text{admissible}) \dots \dots \dots \text{C'est vérifier.}$$

3.3.1.4.4.2.3 Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{450} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{450} = 0.04 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.64}{10 \times 38.19} = 0.074 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 16} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

$$(1) : 0.04 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau 63 : Vérification de la flèche.

Evaluation des moments en travées		
M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
2.14	2.99	4.52

Propriété de la section						
y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
5.37	55251.75	0.0056	3.75	1.5	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
29.11		40.68		61.50		
Inertie fictive						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_{ig}	If_{ip}	If_{vg}
0.335	0.22	0.056	60779.18	33302.42	50228.86	45696.93
Evaluations des flèches						
f_{ij}	f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}	
0.00063	0.0016		0.00161		0.00068	
$\Delta ft = 0.06 \text{ mm} < fad = 4.8 \text{ mm}$						

3.3.1.5 Schéma de ferrailage

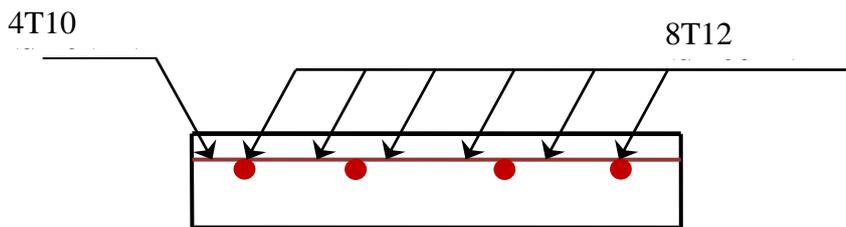


Figure 38 : Schéma de ferrailage du palier intermédiaire.

3.3.1.6 Calcul de la poutre palière

3.3.1.6.1 Dimensionnement

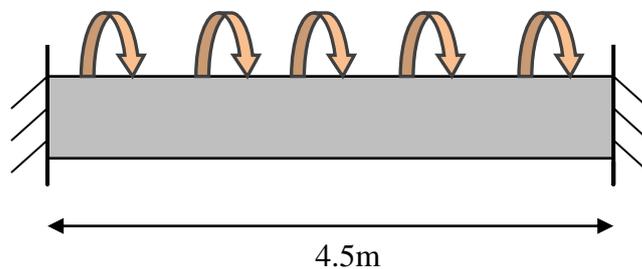


Figure 39 : Schéma statique de la poutre palière.

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

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

3.3.1.6.2 Vérification des conditions de RPA

$b \geq 20\text{cm}$ vérifiée

$h \geq 30\text{cm}$ vérifiée

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ vérifiée

3.3.1.6.3 Calcul des sollicitations

g_0 : poids propre de la poutre

$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

La charge transmise par l'escalier (type1) : c'est la réaction d'appui au point « B ».

ELU : $R_B = 25.95\text{KN}$

ELS : $R_B = 12.37 \text{ KN}$

Tableau 64 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 25.95\text{KN}$	$R_B = 12.37 \text{ KN}$
$P_u = 1.35g_0 + R_B = 29.49\text{KN/m}$	$P_s = g_0 + R_B = 14.99 \text{ KN/m}$
$M_t = \frac{p_u \times L^2}{24} = 5.52\text{KN.m}$	$M^t = \frac{p_s \times L^2}{24} = 12.65\text{KN.m}$
$M_a = -\frac{p_u \times L^2}{12} = -11.05\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{p_s \times L^2}{12} = -25.30\text{KN.m}$
$V_u = \frac{p_u \times L}{2} = 66.35\text{KN}$	$V_s = \frac{p_u \times L}{2} = 33.72\text{KN}$

3.3.1.6.4 Ferrailage de la poutre palière

localisation	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	5.52	0,014	0.017	0.158	1	5.25
En appuis	11.05	0.03	0.038	0.157	2.02	5.25

Exigence de RPA :

$A_{\min} = 0.5 \% (B \times h) = 5.25\text{cm}^2$

Donc on opte $A^a = A^t = 5.25\text{cm}^2$

A^a : section d'armature en appuis.

A^t : section d'armature en travée.

3.3.1.6.5 Vérifications à L'ELU et à L'ELS

3.3.1.6.5.1 Vérifications À l'ELU

3.3.1.6.5.1.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{66.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.414MPa < \bar{\tau}_u. \dots\dots\text{Condition vérifiée. Donc pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

3.3.1.6.5.1.2 Vérification des armatures longitudinales en cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(66.35 \times 10^{-3} - \frac{11.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.066cm^2$$

$$A_s = 5.25cm^2 > 0.066 cm^2 \dots\dots\text{c'est vérifié.}$$

3.3.1.6.5.1.3 Calcul de l'espacement des armatures

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivant :

$$St \leq \min(0.9 d; 40) cm = 24.3cm \dots\dots\text{vérifiée}$$

On opte : St=15cm en travée, St=10cm en appuis

3.3.1.6.5.1.4 Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière et transmis par la volée et le palier

$$M_{Torsion} = M_b^a = 16.14KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section BAEL (chapl.II.b).

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi-hauteur
- e: épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \phi/6 = b/6 = 5cm$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075m^2$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 1.1$$

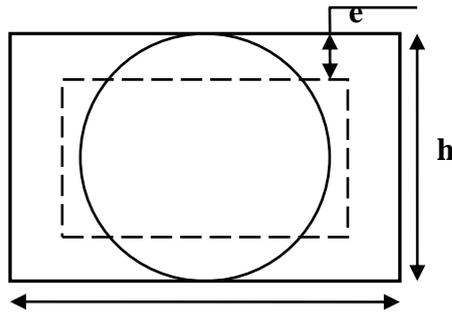


Figure 40 : Section creuse équivalente.

$$A_{torsion} = \frac{M_{Torsion}^U \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = 3.4 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature finale :
 - en travée :

$$A^t = A_{Flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1 + \frac{3.4}{2} \Rightarrow A^t = 2.7 \text{ cm}^2 < 5.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_{min} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

- en appuis :

$$A^a = A_{Flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.02 + \frac{3.4}{2} \Rightarrow A^a = 3.72 \text{ cm}^2 < 5.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_{min} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

3.3.1.6.5.15 Vérification de la Contrainte de cisaillement τ_T

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{Flexion}^2}$

On a $V_{max} = 66.35 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.34 \text{ MPa}$.

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_T = \frac{16.14 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

3.3.1.6.5.1.6 Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit $St = 15\text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.03 \times St \times b = 0.03 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.14 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 0.53\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.53 = 1.88\text{cm}^2$; soit un cadre et un étrier $\phi 8 = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$.

3.3.1.6.5.2 Vérifications À l'ELS

3.3.1.6.5.2.1 Vérification à l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_c = 15\text{MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$ (admissible) : contrainte admissible à l'ELS.

A : section d'armatures tendues.

M_{ser} : moment de flexion à l'ELS.

I : moment d'inertie donnée par cette équation.

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

Y : racine de l'équation

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

$$Y = 6.95\text{cm} ; I = 17508.33\text{ cm}^4$$

En appuis : $M_a = 11.05\text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.05 \times 10^{-3}}{17508.33 \times 10^{-8}} \times 6.65 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.19\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $M_a = 5.52\text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 2.09\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3.1.6.5.2.2 Calcul de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.077 > 0.0625 \dots\dots\dots (1);$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.077 > 0.019 \dots\dots\dots (2);$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0032 < 0.01 \dots\dots\dots (3);$$

Les conditions 1 ; 2 ; 3 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3.1.6.6 Schéma de ferrailage

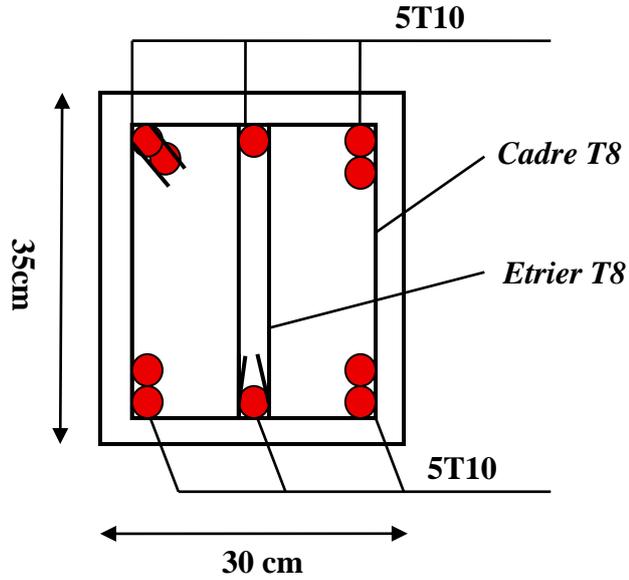


Figure 41 : Schéma de ferrailage.

3.3.2 Escalier type 2

3.3.2.1 Charge et surcharge

Volée :

$$G_{\text{paillasse}} = 7.796 \text{ KN/m}^2$$

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

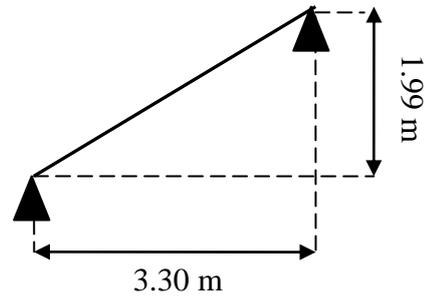


Figure 42 : La volée de l'escalier type 2.

* Combinaison de charge :

Pour la volée :

$$q_u = 1.35 \times (7.976) + 1.5 (2.5) = 14.51 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 7.976 + 2.5 = 10.476 \text{ KN}$$

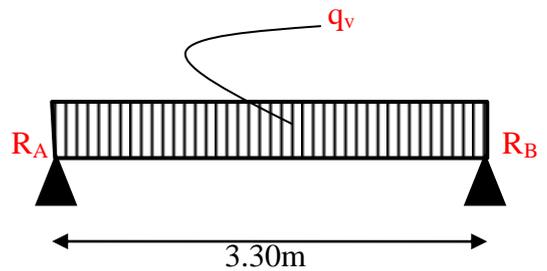


Figure 43 : Schéma statique avec chargement.

3.3.2.2 Calcul des sollicitations

Tableau 65 : Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

ELU	ELS
$RA = 23.94 \text{ KN}$	$RA = 17.28 \text{ KN}$
$RB = 23.94 \text{ KN}$	$RB = 17.28 \text{ KN}$
$M0 = 19.74 \text{ KN.m}$	$M0 = 14.25 \text{ KN.m}$
$Mt = 14.80 \text{ KN.m}$	$Mt = 10.68 \text{ KN.m}$
$Ma = 9.87 \text{ KN.m}$	$Ma = 7.21 \text{ KN.m}$
$T_{max} = 23.94 \text{ KN}$	$T_{max} = 17.28 \text{ KN}$

3.3.2.3 Ferrailage

3.3.2.3.1 Calcul des armatures longitudinales

Le ferrailage se fait à la flexion simple d'une bande de 1mL.

$e = 18\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 16\text{cm}$

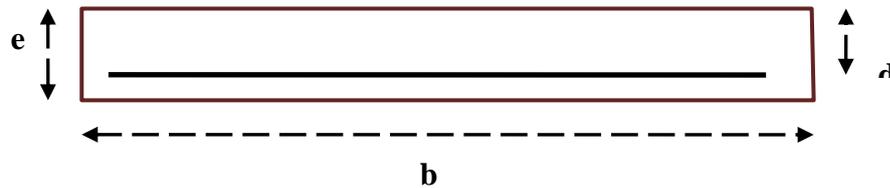


Figure 44 : Section de calcul d'escalier.

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

Tableau 66 : Calcul des armatures principales.

localisation	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z (\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adobié} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	14.805	0.04	0.051	0.156	0.272	$4\phi 10 = 3.14$
En appuis	9.87	0.027	0.034	0.157	1.80	$4\phi 8 = 2.01$

3.3.2.3.2 Calcul des armatures de répartitions

En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{m}$ on choisie : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2/\text{m}$ on choisie : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

3.3.2.3.3 Calcul de l'espacement des barres

Armatures longitudinales: $S_t \leq (3 \times e; 33)\text{cm}$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales: $S_t \leq (4 \times e; 45)\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

3.3.2.3.4 Calcul des armatures transversales

D'après le BAEL91 (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \times d} < 0.05 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{30.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.191 < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Il n'est pas de risque de bétonnagevérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

3.3.2.3.5 Vérifications à L'ELU et à L'ELS

3.3.2.3.5.1 À L'ELU

3.3.2.3.5.1.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,16 \times 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

3.3.2.3.5.1.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{23,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,149 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

3.3.2.3.5.1.3 Vérification des armatures longitudinales en cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(23,94 \times 10^{-3} + \frac{19,74 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,16}\right) \times \frac{1,15}{400} = 0,024 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,024 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

3.3.2.3.5.1.4 Vérification de l'espacement des armatures

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivant :

Armatures longitudinales : $St=25 \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ vérifiée

Armatures longitudinales : $St=25 \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ Vérifié

3.3.2.3.5.2 A L'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

3.3.2.3.5.2.1 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérer comme peut nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

3.3.2.3.5.2.2 Vérification à l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton à L'ELS.

$\sigma_{bc} \text{ (admissible)}$: contrainte admissible à L'ELS.

A : section d'armatures tendues.

M_{ser} : moment de flexion à L'ELS.

I : moment d'inertie donnée par cette équation.

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

Y : racine de l'équation

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

- En travée :

$$M_{t_{sr}} = 10.68 \text{ KN.m}; \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2; \quad d = 16 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad A' = 0.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 16 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.43 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d-y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times (3.43)^3 + 15 \times 3.14 \times (16-3.43)^2$$

$$\Rightarrow I = 8787.13 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} y = \frac{16.68 \times 10^{-3}}{8787.13 \times 10^{-8}} \cdot 0,034 = 6.45 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ (admissible)}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

En appuis : M_{ser}= 7.21 KN.m ; A_s=2.01cm²

Tableau 67 : Vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (admissible)	σ _{bc} ≤ σ _{bc(admis)}
En appuis	2.01	5984.97	2.81	3.38	15	vérifiée
En travée	10.68	8787.13	3.3	6.45	15	

3.3.2.3.5.2.3 Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{450} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{450} = 0.04 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.64}{10 \times 38.19} = 0.074 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 16} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) : 0.04 < 0.0625 condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau 68 : Vérification de la flèche.

Evaluation des moments en travées						
M _{jser}		M _{gser}		M _{pser}		
7.53		9.21		12.10		
Propriété de la section						
y	I ₀	ρ	λ _i	λ _v	E _i	E _v
3.51	50907.9	0.0019	11.05	4.42	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ _{sj}		σ _{sg}		σ _{sp}		
163.24		199.66		262.32		
Inertie fictive						
U _j	U _g	U _p	If _{ij}	If _{ig}	If _{ip}	If _{vg}
0.1	0.015	0.10	26602.7	48036.62	26602.7	52516.82
Evaluations des flèches						
f _{ij}	f _{ig}		f _{ip}		f _{vg}	
0.00095	0.0064		0.0015		0.0017	
Δft = 1.61 mm < fad = 6.6 mm						

3.3.2.3.6 Schéma de ferrailage

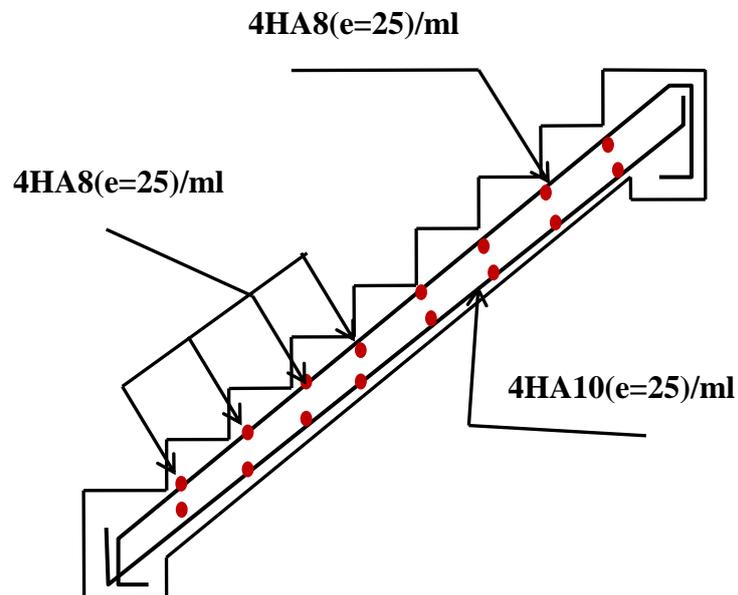


Figure 45 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC.

3.4 Escalier type 3 :

1^{er} Volée :

Combinaison de charge :

* A l'ELU :

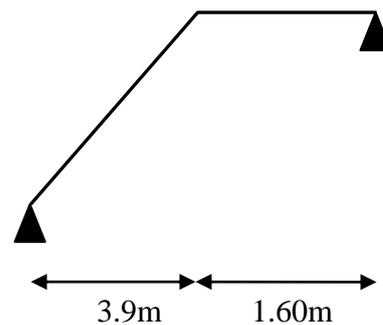
$q_v = 14.51 \text{ KN/ml}$

$q_p = 10.35 \text{ KN/ml}$

* A l'ELS :

$q_v = 10.47 \text{ KN/ml}$

$q_p = 7.39 \text{ KN/ml}$



3.4.1 Calcul des sollicitations :

Figure 46 : Tableau 69:les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

ELU	ELS
$RA = 38.94 \text{ KN}$	$RA = 28.06 \text{ KN}$
$RB = 34.21 \text{ KN}$	$RB = 24.58 \text{ KN}$
$MO = 44.25 \text{ KN.m}$	$MO = 37.63 \text{ KN.m}$
$Mt = 33.18 \text{ KN.m}$	$Mt = 28.22 \text{ KN.m}$
$Ma = 22.12 \text{ KN.m}$	$Ma = 18.81 \text{ KN.m}$
$T_{max} = 38.94 \text{ KN}$	$T_{max} = 28.06 \text{ KN}$

3.4.2 Ferrailage:

3.4.2.1 Calcul des armatures longitudinales:

Le ferrailage se fait à la flexion simple d'une bande de 1mL.

$e = 18 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$

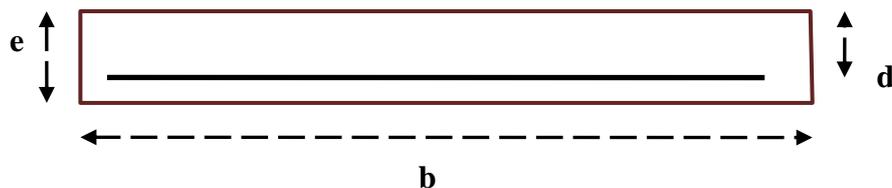


Figure 3 : Figure 1:section de calcul d'escalier

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

Figure 47 : Tableau 70: calcul des armatures principales.

localisation	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adobté} (\text{cm}^2/\text{m l})$
En travée	33.18	0.091	0.715	0.144	8.36	$6\phi 14 = 9.24$
En appuis	22.12	0.06	0.077	0.155	4.10	$6\phi 10 = 4.71$

3.4.2.2 Calcul des armatures de répartitions :

En travée : $A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 5HA8 = 2.51cm²

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²

3.4.2.3 Calcul de l'espacement des barres :

Armatures longitudinales: $S_t \leq (3 \times e; 33)\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{ cm}$

Armatures transversales: $S_t \leq (4 \times e; 45)\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

3.4.2.4 Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL91 (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \times d} < 0.05 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{38.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.24 < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Il n'est pas de risque de bétonnagevérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

3.4.3 Vérifications à L'ELU et à L'ELS:

3.4.3.1 À L'ELU:

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,16 \times 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{38,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,24 \text{ MPa} < \tau_u . \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- Vérification de l'espacement des armatures :

Armatures longitudinales : $S_t = 25 \leq \min(3 \times h; 33)\text{ cm} = 33\text{ cm}$ vérifiée

Armatures transversales : $S_t = 25 \leq \min(4 \times h; 45)\text{ cm} = 45\text{ cm}$ vérifiée

3.4.3.2 À L'ELS :

- Vérification à l'état limite de compression de béton :

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

Figure 48 : Tableau 71: vérification des contraintes.

localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} (admissible)$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc(admis)}$
En appuis	22.12	12302.09	4.10	7.37	15	vérifiée
En travée	33.18	20821.68	5.41	8.6	15	

Figure 49 :

- Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{550} = 0.03 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{550} = 0.03 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.64}{10 \times 38.19} = 0.074 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 16} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) : 0.03 < 0.0625 condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Figure 50 : Tableau 72: vérification de la flèche.

Evaluation des moments en travées						
M_{jser}		M_{gser}		M_{pser}		
20.92		25.58		33.61		
Propriété de la section						
y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
3.51	55391.39	0.0057	3.68	1.47	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
159.60		195.15		250.41		
Inertie fictive						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_i_g	If_i_p	If_{vg}
0.35	0.43	0.53	26630.47	23594.53	20651.61	37332.59
Evaluations des flèches						
f_{ij}	f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}	
0.0073	0.0101		0.0153		0.0193	

$$\Delta ft = 1.72 \text{ mm} < fad = 11 \text{ mm}$$

3.4.4 Etude de la volée (II) :

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

- Evaluation des charges :

$$G = 7.97 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.51 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 10.47 \text{ KN/m}$$

$$P = 4 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{La charge concentrée due au poids propre de mur})$$

$$R_B = 34.21 \text{ KN.}$$

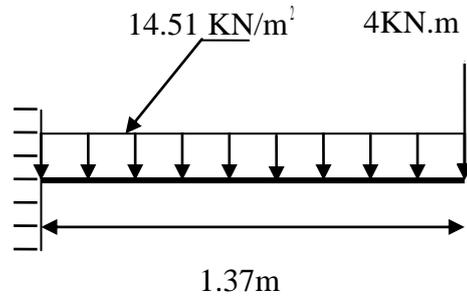


Fig.III.5.5. Schéma statique de la volée (II)

- Les sollicitations :

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + P \times l$$

$$M_U = \frac{14.51 \times 1.37^2}{2} + 4 \times 1.37 = 19.09 \text{ KN.m}$$

$$V_U = P_U \times l + P + R_B = 58.08 \text{ Kn}$$

$$M_{SER} = 15.30 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

✓ Armatures principales :

$$M = 19.09 \text{ KN.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.052 ; \quad \alpha = 0.066 ; \quad z = 0.155 \text{ m} ; \quad A = 3.53 \text{ cm}^2$$

On opte 4 HA 12 = 4.52 cm².

A' = 0 (pas d'armatures comprimées).

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : 4T8} = 2.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Vérifications :

➤ à l'ELU :

✓ Vérification à l'effort tranchant :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.363 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$1,93 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

✓ Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Calcul à l'ELS :

✓ la contrainte dans le béton :

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

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

$$y^2 + 30 \times 3,53 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3,53 \times 10^{-4} \times 0,16 = 0$$

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

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 12013,53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ la flèche :

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,18}{1,37} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625$ condition vérifiée.
2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52 \times 10^{-4}}{0,16} = 0,0028 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ condition vérifiée. BAEL 91 ; A 6.5.2

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

3.4.4.1 Schéma de ferrailage :

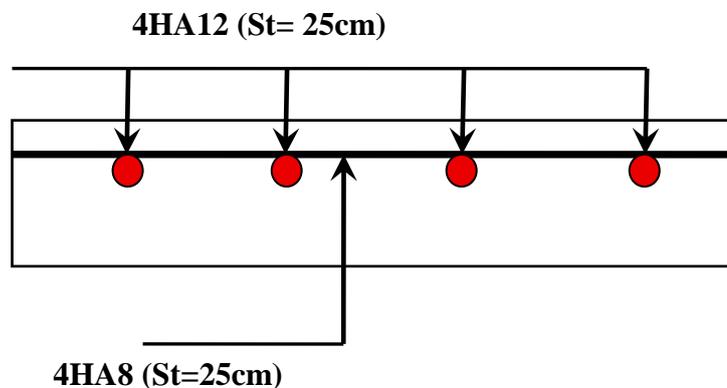


Figure 2 : schéma de ferrailage de la volée

3.5 Poutre de chaînage :

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

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

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

3.5.1 Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

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

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

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

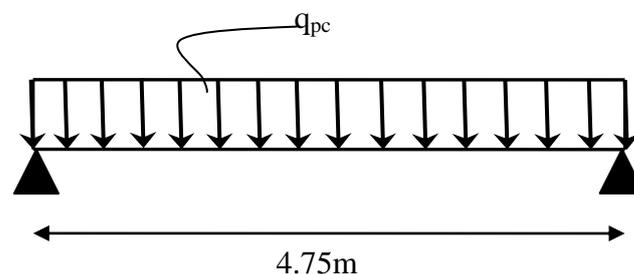
$$\Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 44.5 \text{ cm}$$

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

3.5.2 Sollicitations :

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

La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est celle de l'étage courant .



$$G_{pc} = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN / ml}$$

$$G_{mur} = 2.85(3.10 - 0.4) = 7.695 \text{ KN / ml}$$

D'où :

$$q_u = 1.35(G_{pc} + G_{mur}) + 1.5Q = 16.68 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G_{pc} + G_{mur}) + Q = 12.19 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = 47.04 \text{ KN.m}$$

$$Ms = \frac{qs \times L^2}{8} = 34.37 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- En travée : \emptyset

$$M_t^u = 0.75Mu = 35.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.75Ms = 25.75 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_a^u = -0.5Mu = -23.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5Ms = -17.18 \text{ KN.m}$$

3.5.3 Ferrailage :

localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{min}	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)	$A_{cl} > A_{min}$
En travée	35.28	0.117	0.155	0.268	1.41	3.31	3 ϕ 12 = 3,39	vérifiée
En appuis	23.52	0.078	0.101	0.172	1.41	2.17	3 ϕ 10 = 2.36	vérifiée

Figure 51 :

Tableau 73: Ferrailage de la poutre de chénage.

3.5.4 Vérification :

- A l'ELU :

✓ Armature transversal :

$$\emptyset_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right) \rightarrow \emptyset_t \geq 8,5 \text{ mm} ; \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + \text{epingle } \emptyset 8 = 0.9 \text{ cm}^2$

- ✓ L'espacement :

$$St \leq \min(0.9xd ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm.}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 28.33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Selon RPA /2003(article9.3.3),l'espacement est $S_t \leq \min(h,25cm) \Rightarrow St = 25cm$

Soit : $S_t=25cm$.

✓ L'effort tranchant :

$$Vu = q_u \times \frac{L}{2} = 39.61KN$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.725MPa$$

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

→ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ c'est vérifié.

• A L'ELS :

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (admissible)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc(admis)}$
En travée	25.75	20238.30	8.30	10.56	15	vérifiée
En appuis	17.18	9274.01	4.8	8.89	15	

Figure 52 :

Tableau 74:vérification des contraintes dans la potre de chénage.

3.5.5 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{475} = 0.084 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.084 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

3.5.6 Schéma de ferrailage :

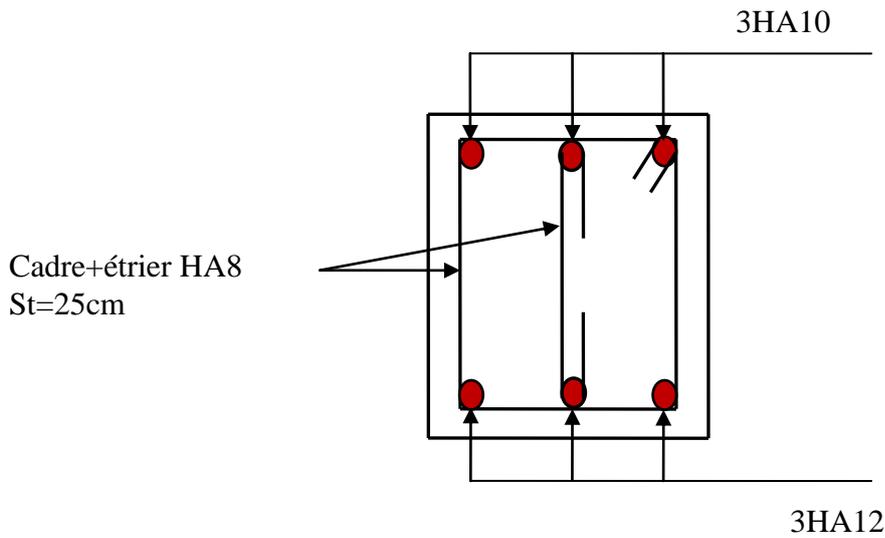


Figure 1 : Figure 3: schéma de ferrailage de la poutre de chénage.

3.6 Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet Sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.

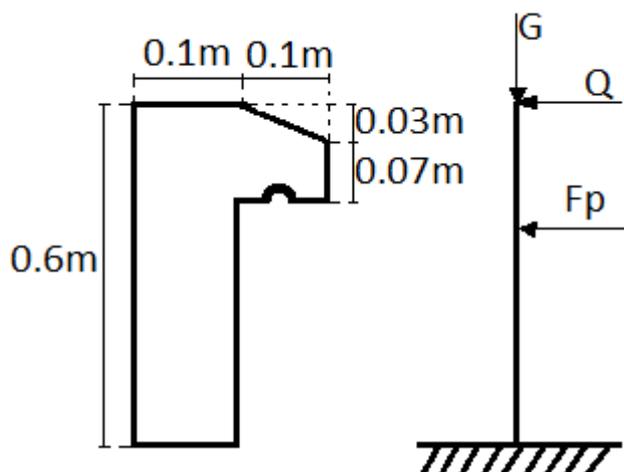


Figure 53 : Schéma de l'acrotère

3.6.1 Hypothèse de calcul

3.6.1.1 Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } S = 0.1 \times 0.6 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.0685 m^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1m \Rightarrow G_1 = 1.7125 KN$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) : } G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.18 KN$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 = 1.9 KN$$

La charge due à la main courante : $Q = 1 KN$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9 \Rightarrow F_p = 0.912 KN.$$

3.6.1.2 Calcul des sollicitations

3.6.1.2.1 Calcul du centre de gravité

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0.062m; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 0.33m$$

$$N_G = 1.9 KN; N_Q = 0 KN; N_F = 0 KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.912 \times 0.33 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3 KN.m$$

L'acrotère est soumis à : $M_G = 0 KN$

Tableau 75 : Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	1.9	2.565	1.9
(M KN.m)	0.9	0.9	0.6

3.6.1.2.2 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.35m; \quad \frac{h}{6} = 0.1m$$

On a :

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_2 = 0.00864m$$

$$\text{Donc: } e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.378m$$

3.6.1.2.3 Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 2.565KN ; M_u = N_u \times e = 2.565 \times 0.378 \Rightarrow M_u = 0.97KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

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

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 + 2.565 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.047KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.047 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0115) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0144; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.0795m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.047 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.378cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.378 \times 10^{-4} - \frac{2.565 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.304cm^2$$

3.6.1.2.4 Vérification à l'E.L.U

3.6.1.2.4.1 La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

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

3.6.1.2.4.2 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3.6.1.2.4.3 Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

3.6.1.2.4.4 Vérification au cisaillement

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

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.912 + 1 \Rightarrow V_u = 1.912 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.912 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0239 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

3.6.1.2.4.5 Vérification de l'adhérence

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1.912 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.264 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

3.6.1.2.5 Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 1.9 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

3.6.1.2.5.1 Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 MPa$$

3.6.1.2.5.2 Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/1.9) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.345 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.08 - 0.345 \Rightarrow c = -0.265 \text{ m.}$

$$c = -0.265 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.265)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.265}{1} \Rightarrow P = -0.204 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.265)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.265)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0393 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.5278 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0.2628 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 35.083 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.9 \times 10^{-3}}{35.083 \times 10^{-3}} \times 0.2628 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.014 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.9 \times 10^{-3}}{35.083 \times 10^{-3}} \times (0.08 - 0.2628) \Rightarrow \sigma_s = 0.1485 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

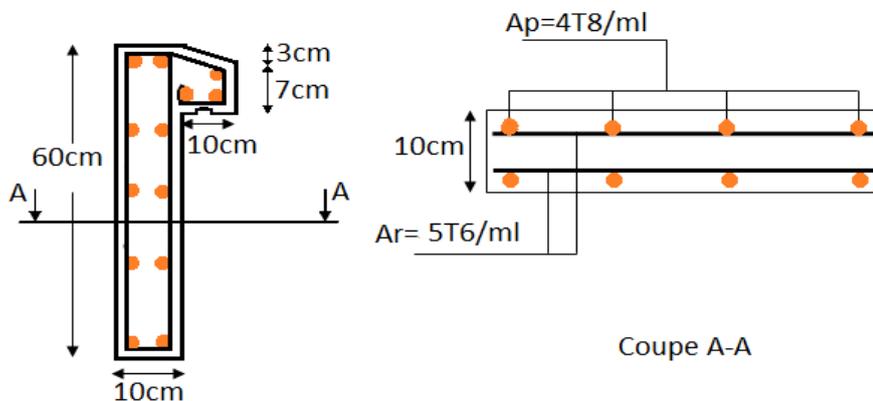


Figure 54 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3.7 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur utilisé dans notre projet est un ascenseur sans local de machinerie .Il intègre toutes les parties mécaniques et électriques dans la gaine d'ascenseur.

Il est pourvu de toutes les technologies garantissant fiabilité, confort et parfaite intégration.

Il est bénéficié d'une courroie haute technicité qui allie la souplesse et l'adhérence du polyuréthane à la rigidité des câbles aciers toronnés pour une parfaite tenue dans le temps et un confort acoustique inégalé.

- Hauteur au dernier niveau 2800 mm
- Course maximale 40 m
- Vitesse 1 à 1,6 m/s
- Système de commande variation de fréquence
- Ouverture des portes centrale ou télescopique
- Dimension des portes 900 x 2100
- Faces de service 1 ou 2 accès opposés
- Alimentation triphasée + neutre 400V (+/- 10%)
- Moteur Gearless
- Puissance 4Kw

Chapitre 4 : Etude dynamique

4.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99/ 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause des nombreuses pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

4.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

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

- Calcul de la force sismique totale à la base

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : poids total de la structure.

- Détermination des coefficients :
 - Le coefficient A

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99/2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation, service et commerce), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc : $A=0.15$ selon le *tableau 4.1 (RPA99 /2003)*.

○ Le facteur D

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 / 2003).

$\xi = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol établi par LNHC, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S1.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.30s \end{cases}$ (RPA 99/2003)

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 /2003 suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 38$ m

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA99 /2003.

Le contreventement étant mixte par des voiles-portiques avec interaction, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 38^{\frac{3}{4}} = 0.765s$$

$D_x = 29.50$ m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$D_y = 14.2$ m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 38}{\sqrt{29.5}} = 0.63s \\ T_y = \frac{0.09 \times 38}{\sqrt{14.2}} = 0.907s \end{cases}$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.63s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.760s$$

$$T_2 < T_x < 3s \quad \text{et} \quad T_2 < T_y < 3s \implies D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.255 \\ D_y = 1.093 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.63 = 0.819 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times 0.76 = 0.988 \text{ s} \end{cases}$$

- Le facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 / 2003)

$$Q_x = Q_y = 1.1$$

- Coefficient R

Système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction, $R=5$ (Tableau 4.3 RPA99/ 2003)

- Poids total de la structure W

Calcul du poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99 / 2003}$$

Pour ce qui est de notre structure le poids a été calculé avec le logiciel SAP2000.V14.2 et $W_i = 52186.985$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.255 \times 1.1}{5} \times 52186.985 = 2161.32KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.093 \times 1.1}{5} \times 52186.985 = 1882.33KN$$

4.2.1 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Le spectre correspondant est le suivant :

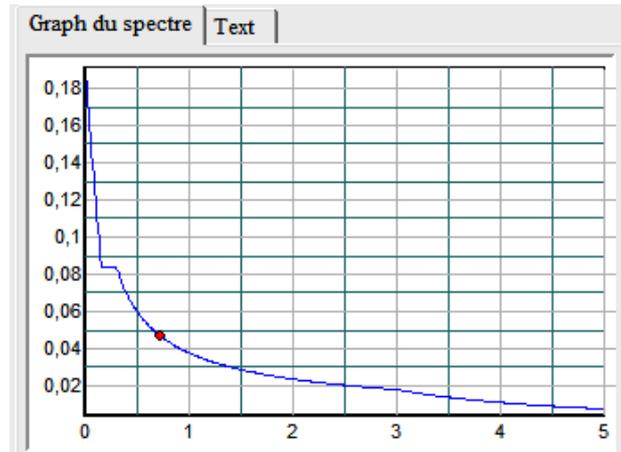


Figure 55 : Spectre de réponse.

4.2.2 Analyse Dynamique

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2. Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 / 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit et déplacements).

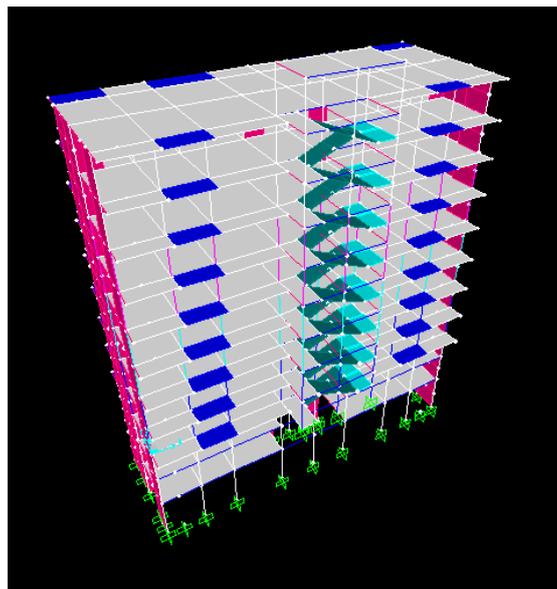


Figure 56 : Structure modélisée avec le SAP.

4.2.3 Disposition des voiles adoptée

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous illustrons dans ce qui suit la disposition qu'on a adopté :

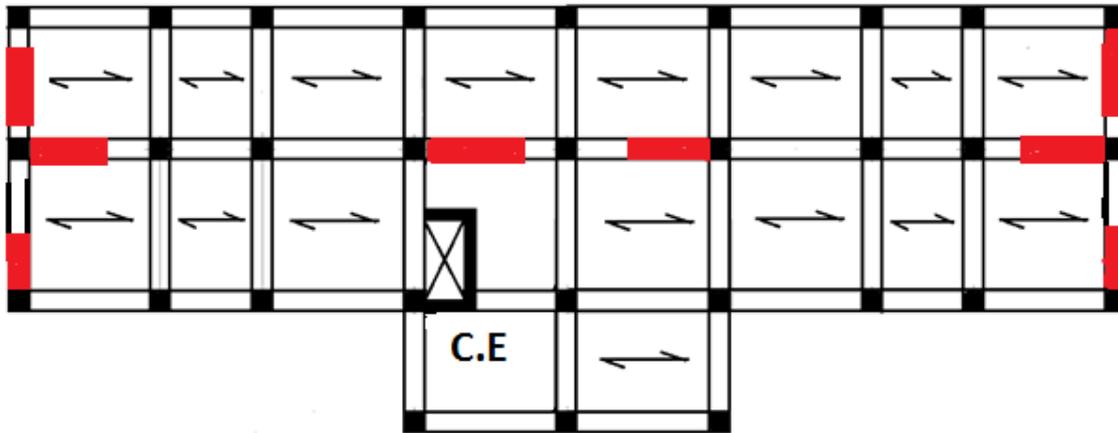


Figure 57 : Disposition des voiles adoptée.

4.3 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

4.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que 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 $V_{st.}$, nous avons :

Tableau 76 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	V dynamique (KN)	V _{dy} /V _{st}	Observation
Sens xx	2161.32	4253,831	1.96	Vérifiée
Sens yy	1882.33	2281,927	1.21	Vérifiée

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

4.3.2 Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau 77 : Période de vibration et taux de participation de la masse modale.

Mode	Période (s)	Individual mode (Percent)			Cumulative sum (Percent)		
	T	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,7393	0,68715	0,02264	0,000005392	0,68715	0,02264	0,000005392
2	0,636876	0,02669	0,65563	0,0000794	0,71383	0,67826	0,00008479
3	0,510507	0,01224	0,00697	0,000006264	0,72607	0,68523	0,00009105
4	0,244307	0,1519	0,00233	0,0000196	0,87797	0,68756	0,00011
5	0,17974	0,00257	0,18312	0,00042	0,88054	0,87069	0,00053
6	0,146599	0,02797	0,00032	0,0000469	0,90852	0,87101	0,00058
7	0,134894	0,03897	0,0027	0,0000498	0,94749	0,8737	0,00063
8	0,098997	0,02033	0,00004391	0,00035	0,96782	0,87375	0,00098
9	0,092834	0,00034	0,03772	0,16016	0,96816	0,91146	0,16114
10	0,090366	0,00038	0,02203	0,26068	0,96854	0,9335	0,42182
11	0,086429	0,00004357	0,00016	0,0037	0,96858	0,93366	0,42552
12	0,084852	0,00003893	0,00092	0,21335	0,96862	0,93458	0,63887

Nous représentons sur ces trois figures suivantes, les trois premiers modes de vibrations de notre structure :

- 1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0,739s) : translation suivant x-x'

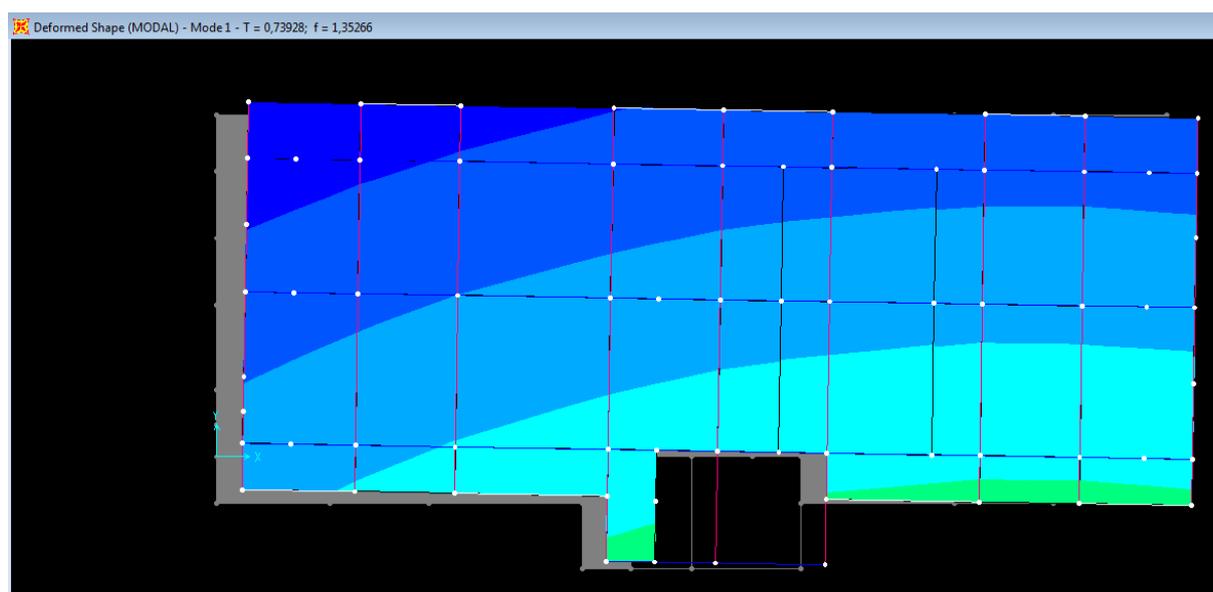


Figure 58 : Mode 1 de déformation.

- 2^{eme} mode de déformation (T=0,636s) : translation selon y-y'

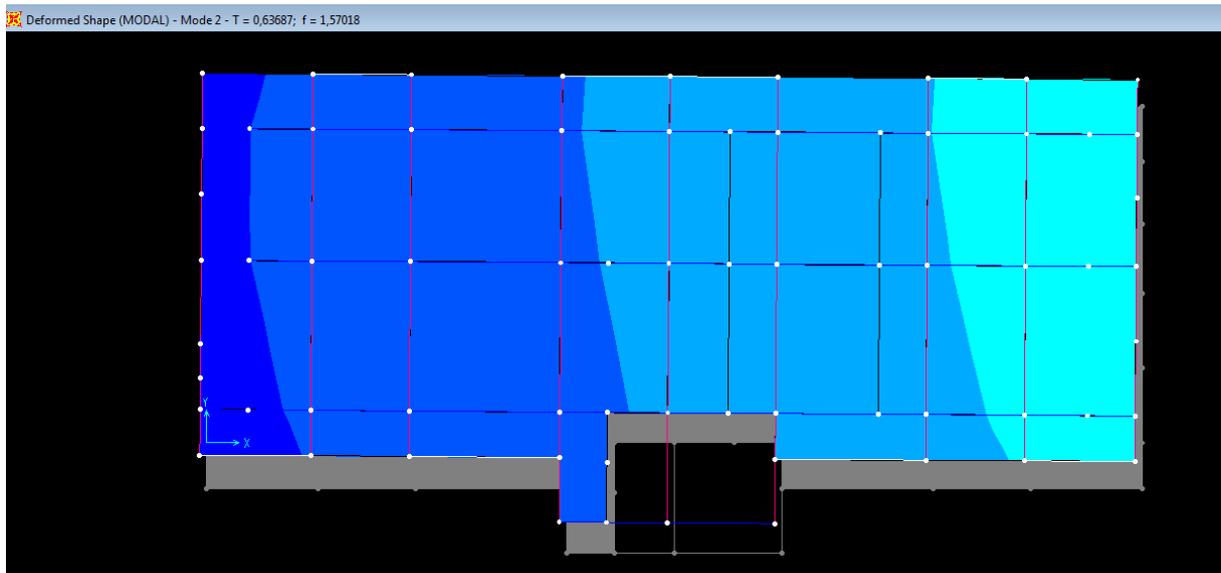


Figure 59 : Mode 2 de déformation.

- 3^{eme} Mode de déformation (T=0.510s) : rotation selon z-z'

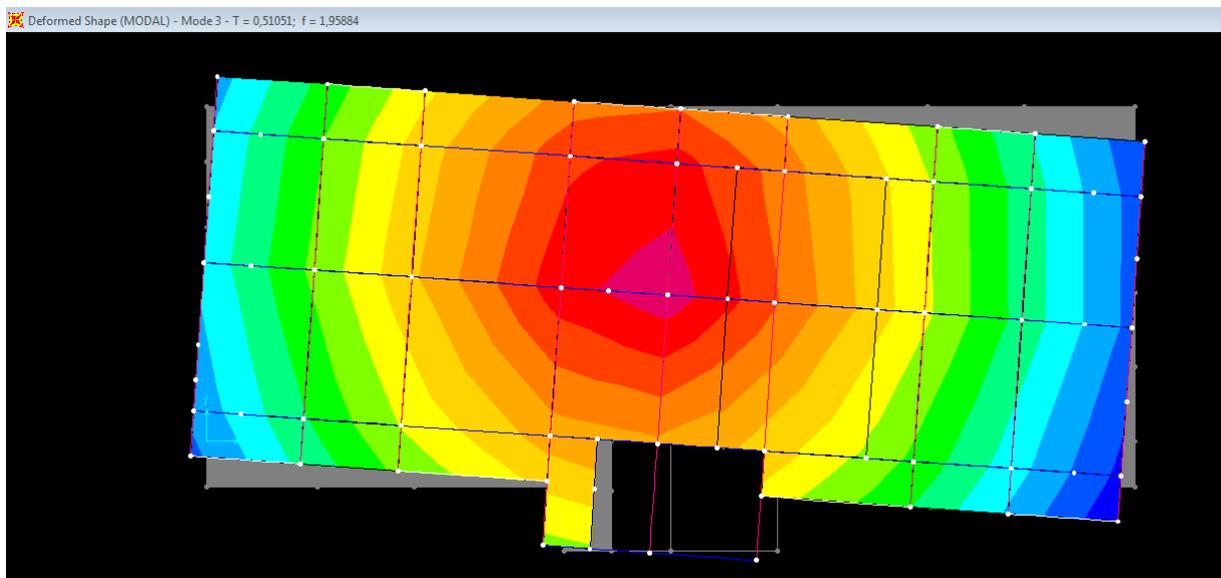


Figure 60 : Mode 3 de déformation.

Analyse des résultats :

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des sections des poteaux et poutres déjà pré dimensionnés, 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 RPA majorée de 30%. $T_x = 0.819$ s $T_y = 0.988$ s.
- les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon x , et le deuxième selon y .
- La participation massique au 9^{ème} mode dépasse les 90 % exige par le RPA.

4.3.3 Justification de l'interaction voiles portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, 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 .

- Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau 78 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	portiques	voiles	portiques(%)	voiles (%)
1 ^{er} entresol	46153,18	5480,39	89,3859944	10,6140056
2 ^{ème} entresol	42180	5680,552	88,1310353	11,8689647
3 ^{ème} entresol	38484,517	5210,539	88,0752207	11,9247793
RDC	37320,84	4572,801	89,0847372	10,9152628
1 ^{er} étage	32335,509	4404,559	88,0115655	11,9884345
2 ^{ème} étage	27071,478	4141,133	86,7325005	13,2674995
3 ^{ème} étage	22427,626	3517,475	86,4426236	13,5573764
4 ^{ème} étage	17708,468	2994,084	85,5376091	14,4623909
5 ^{ème} étage	13338,485	2278,391	85,4107121	14,5892879
6 ^{ème} étage	8686,506	1620,645	84,2764989	15,7235011
7 ^{ème} étage	4606,966	671,238	87,2828333	12,7171667

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 montrent que l'interaction voile portique est vérifiée.

- Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Tableau 79 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1 ^{er} entresol	412,14	383,501	43,396	56,6034	262,795	363,587	33,415893	66,5841064
2 ^{eme} entresol	498,153	242,932	66,443	33,5560	252,622	326,024	42,052008	57,9479918
3 ^{eme} entresol	483,987	172,809	74,931	25,0688	306,421	235,887	55,697814	44,3021858
RDC	1515,996	262,966	81,820	18,1796	1161,809	456,857	64,343069	35,6569301
1 ^{er} étage	996,884	559,858	62,900	37,0994	653,672	818,088	44,268597	55,7314025
2 ^{eme} étage	906,713	493,17	64,762	35,2376	661,888	655,945	48,585211	51,4147899
3 ^{eme} étage	893,561	359,324	71,298	28,7019	678,285	547,018	53,929476	46,0705232
4 ^{eme} étage	712,406	380,413	63,099	36,9005	572,964	507,066	49,722312	50,2776875
5 ^{eme} étage	655,414	256,363	67,026	32,9730	559,121	374,811	54,110693	45,8893063
6 ^{eme} étage	432,552	249,126	69,708	30,2917	412,743	313,154	63,103215	36,896785
7 ^{eme} étage	367,736	65,021	85,952	14,0473	428,372	115,024	80,499795	19,5002046

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

Analyse des résultats :

On remarque à partir des deux tableaux présentés que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de l'effort tranchant total repris par les voiles et 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 %.

Par ailleurs, plusieurs dispositions ont été recherchées pour assurer un bon comportement dynamique tout en optimisant la participation des voiles dans la reprise de l'effort horizontal.

Les solutions adoptées pour assurer la satisfaction des conditions de résistance et de stabilité ont contribué au fait que les portiques reprennent une bonne partie de l'effort horizontal dans la direction (X-X').

4.3.4 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA99 / 2003 (Art : 7.1.3.3)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Cette vérification donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau 80 : Vérification de l'effort normale réduit.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Nd (KN)	B(Cm ²)	Fc28(MPa)	v	Observation
1	70×65	2414,04	4550	25	0,21222	vérifiée
2	70×65	2131,854	4550	25	0,245298	vérifiée
3	70×65	1858,68	4550	25	0,227726	vérifiée
RDC	65×60	1586,802	3900	25	0,218651	vérifiée
1	65×60	1324,193	3900	25	0,190633	vérifiée
2	60×55	2790,273	3300	25	0,192339	vérifiée
3	60×55	2590,387	3300	25	0,160508	vérifiée

4	55×50	1063,847	2750	25	0,154741	vérifiée
5	55×50	811,523	2750	25	0,118039	vérifiée
6	50×45	562,132	2250	25	0,099934	vérifiée
7	50×45	312,768	2250	25	0,055603	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit est vérifié dans tous les poteaux.

4.3.5 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 addenda 2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (γ compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 addenda 2003 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 81 : Vérification des déplacements.

Niveau				Sens X - X		
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)
1	0,000036	0,00018	0	0,00018	4.08	4,6392E-05
2	0,0000056	0,000028	0,00018	-0,000152	3.1	-5,2414E-05
3	0	0	0,000028	-0,000028	3.1	-9,6552E-06
RDC	0,000021	0,000105	0	0,000105	3.1	3,6207E-05
1	0,000051	0,000255	0,000105	0,00015	3.1	5,1724E-05
2	0,000088	0,00044	0,000255	0,000185	3.1	6,3793E-05
3	0,0001	0,0005	0,00044	0,00006	3.1	2,069E-05
4	0,0002	0,001	0,0005	0,0005	3.1	0,00017241
5	0,0002	0,001	0,001	0	3.1	0
6	0,0002	0,001	0,001	0	3.1	0
7	0,0003	0,0015	0,001	0,0005	3.1	0,00017241

Niveau				Sens Y - Y		
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)
1	0,0001	0,0005	0	0,0005	4.08	0,00012887
2	0,0002	0,001	0,0005	0,0005	3.1	0,00017241
3	0	0	0,001	0,001	3.1	0,00034483
RDC	0,0009	0,0045	0	0,0045	3.1	0,00155172

1	0,0021	0,0105	0,0045	0,006	3.1	0,00206897
2	0,0034	0,017	0,0105	0,0065	3.1	0,00224138
3	0,0049	0,0245	0,017	0,0075	3.1	0,00258621
4	0,0063	0,0315	0,0245	0,007	3.1	0,00241379
5	0,0076	0,038	0,0315	0,0065	3.1	0,00224138
6	0,0088	0,044	0,038	0,006	3.1	0,00206897
7	0,0098	0,049	0,044	0,005	3.1	0,00172414

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 0.007m < 1\% \times h_e = 0.28m.$$

4.3.6 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 déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99 addenda 2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 82 : Vérification a L'effet P-Δ

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
1	408	27126,545	0,17	333,346	0,036	vérifiée
2	310	24407,352	0,15	328,526	0,038	vérifiée

3	310	21503,643	0,03	499,705	0,004	<i>vérifiée</i>
RDC	310	19534,572	-0,10	668,767	-0,010	<i>vérifiée</i>
1	310	16919,77	-0,23	1258,739	-0,011	<i>vérifiée</i>
2	310	14719,718	0,49	1175,519	0,021	<i>vérifiée</i>
3	310	12003,452	0,70	1055,11	0,027	<i>vérifiée</i>
4	310	9385,554	0,75	959,53	0,025	<i>vérifiée</i>
5	310	7536,023	0,80	772,379	0,027	<i>vérifiée</i>
6	310	4238,536	0,75	597,664	0,018	<i>vérifiée</i>
7	310	0	0,70	604,505	0,000	<i>vérifiée</i>

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
1	408	27126,545	0,17	466,682	0,025	<i>vérifiée</i>
2	310	24407,352	0,11	202,158	0,046	<i>vérifiée</i>
3	310	21503,643	0,03	430,643	0,005	<i>vérifiée</i>
RDC	310	19534,572	-0,1	638,445	-0,011	<i>vérifiée</i>
1	310	16919,77	-0,21	1294,381	-0,009	<i>vérifiée</i>
2	310	14719,718	0,4	1231,588	0,016	<i>vérifiée</i>
3	310	12003,452	0,6	1076,276	0,023	<i>vérifiée</i>
4	310	9385,554	0,75	1017,451	0,024	<i>vérifiée</i>
5	310	7536,023	0,75	752,893	0,026	<i>vérifiée</i>
6	310	4238,536	0,75	606,026	0,018	<i>vérifiée</i>
7	310	0	0,65	554,586	0,000	<i>vérifiée</i>

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

4.4 Conclusion

Après avoir essayé plusieurs dispositions de voiles nous avons retenue celle qui a vérifié toutes les conditions du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ , l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) et effort normal réduit).

La forme en plan de la structure présente la particularité de présenter 8 travées en longueur (30.20m) contre 2 travées en largeur (9.20m sans la cage d'escaliers) .

La forme en élévation présente une irrégularité qui provient du passage entresol-RDC par la présence d'escalier encastres au même niveau du RDC.

Toutes ces contraintes nous ont amené à augmenter les sections des éléments structuraux dans le but de satisfaire toute les conditions régies par le règlement.

L'adoption des sections rectangulaire avait pour objectif de rigidifier la direction la plus flexible de la structure.

Les sections des poutres et poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentés comme suit :

Les poutres	Poutres principales	$b \times h = 50 \times 45 \text{ Cm}^2$
	Poutres secondaires	$b \times h = 50 \times 45 \text{ Cm}^2$
Les poteaux	Les 3 entresols	$70 \times 65 \text{ Cm}^2$
	4eme ,5eme étage	$55 \times 50 \text{ Cm}^2$
	RDC ,1er étage	$65 \times 60 \text{ Cm}^2$
	6eme ,7eme étage	$50 \times 45 \text{ Cm}^2$
	2eme ,3eme étage	$60 \times 55 \text{ Cm}^2$

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée à cause des contraintes architecturales qui peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

5.1 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, ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

5.2 Étude des poutres

Les poutres ont pour objectif la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

5.2.1 Recommandation du RPA 99

5.2.2 Ferrailage

- Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
 - La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa. avec ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure ci-après, avec des

crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
 - Les armatures transversales : (Art 7.5.2.2) [4]
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% b \times h$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme

suit : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

. En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

5.2.3 Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

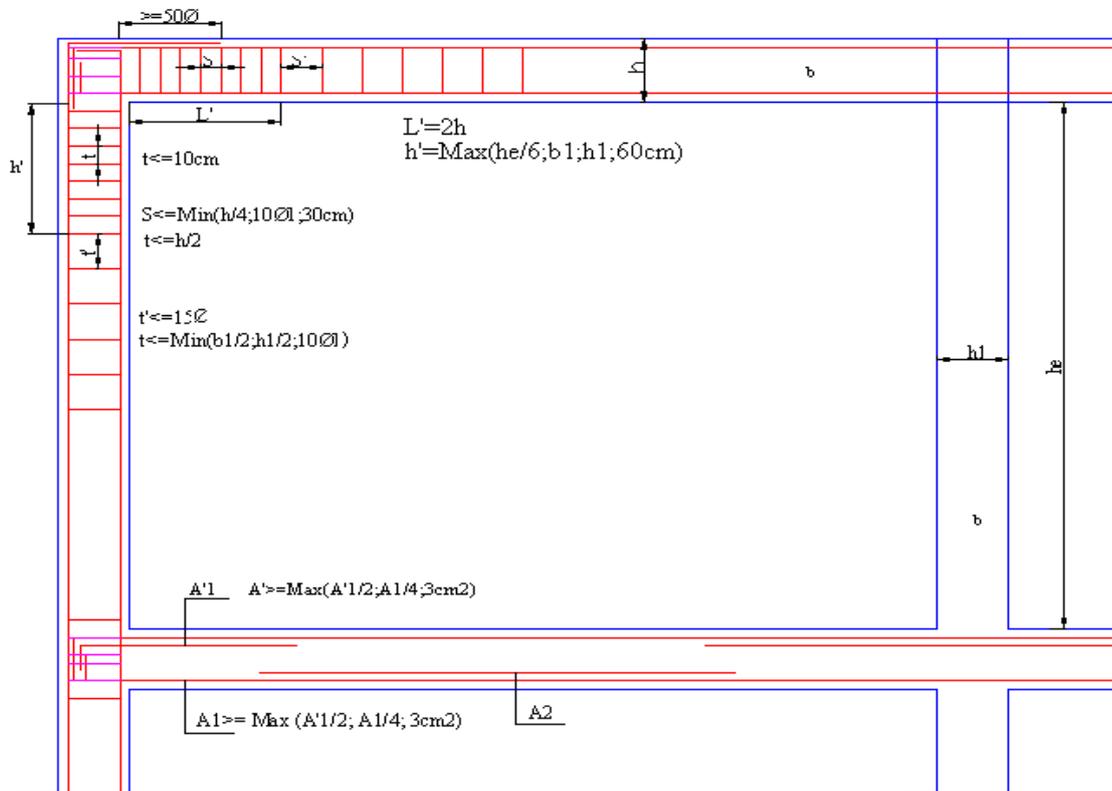


Figure 61 : Disposition constructive des portiques

5.2.4 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad (\text{Art F.IV.2})$$

5.2.5 Calcul du ferraillage

- ✓ Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :

Le ferraillage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

- Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec :} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau 83 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de section	Section	Localisation	M(KN.m)	V(KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de Barre
3 entresols	Poutre principale	50x45	Appuis	250.65	298.91	20.93	10.25	20.10	10HA16
			Travée	145.24		9.79		10.35	5HA16
	Poutre secondaire	50x45	Appuis	103.05	95.34	9.66	3.24	10.05	5HA16
			Travée	49.28		8.05		13.44	5HA16+3HA12
RDC et 1 ^{er} étage	Poutre principale	50x45	Appuis	214.14	177.33	11.25	10.25	13.53	5HA14+5HA12
			Travée	26.69		5.83		7.70	5HA14
	Poutre secondaire	50x45	Appuis	179.69	174.85	7.23	3.24	7.70	5HA14
			Travée	45.8		10.04		11.09	5HA14+3HA12
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Poutre principale	50x45	Appuis	116.21	129.99	12.14	10.25	13.53	5HA14+5HA12 +
			Travée	27.86		4.24		5.65	5HA12
	Poutre secondaire	50x45	Appuis	104.86	92.08	5.16	3.24	5.65	5HA12
			Travée	46.92		4.60		6.03	5HA14+5HA12 +
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	Poutre principale	50x45	Appuis	93.83	117.17	9.25	10.25	13.53	5HA14+5HA12 +
			Travée	20.20		3.12		6.03	5HA12
	Poutre secondaire	50x45	Appuis	95.2	89.42	9.95	3.24	13.53	5HA14+5HA12 +
			Travée	45.92		4.20		6.03	5HA12
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	Poutre principale	50x45	Appuis	250.65	298.91	10.93	10.25	13.53	5HA14+5HA12 +
			Travée	145.24		5.79		6.03	5.12
	Poutre secondaire	50x45	Appuis	103.05	95.34	11.88	3.24	13.42	3HA20+2HA16
			Travée	49.28		8.05		9.42	3HA20

5.2.6 Vérification des armatures selon le RPA 99

5.2.6.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales

- Poutres principales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 50 = 90\text{cm}^2 > A \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 50 = 135\text{cm}^2 > A \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Poutres secondaires

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 50 = 90\text{cm}^2 > A \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 50 = \text{cm}^2 > A \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

5.2.6.2 Les longueurs de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de : $L_r > 40 \times \phi$ en zone II

$$l_r > 40 \times \phi = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}$$

$$\phi = 2.5\text{mm} \Rightarrow l_r > 100\text{cm}$$

$$\phi = 20\text{mm} \Rightarrow l_r > 80\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}$$

5.2.6.3 Les armatures transversales

- Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{L\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

- Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{45}{10}\right) = \min(1.2; 1.43; 4.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.0; 3.0)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Calcul des espacements :

Selon le RPA

- zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq (12.5, 14.4, 30)$$

On adopte un espacement de 10cm pour les poutres principales et secondaires

- zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

Soit $S_t = 10$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2.$$

On adopte un espacement de 10 pour les poutres principale et secondaire

$$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$$

5.2.7 Vérification à l'ELU

5.2.7.1 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 :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \quad (\text{Article H.III.1}) [1]$$

Tableau 84: Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$-\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	0.24172	1.24	3.25	Vérifiée
Secondaires	0.08893	0.46	3.25	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ on a pas de risque de cisaillement

5.2.7.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- Appuis de rives $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$ (Art H.IV.2) [1]
 - Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$
- $\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$

Tableau 85 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_L(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_l^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	22.93	0.214414	6.94	-10.10	22.93	Vérifiée
Secondaires	12.57	0.14724	5.09	-4.79	12.57	Vérifiée

5.2.8 Vérification à l'ELS

5.2.8.1 Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

5.2.8.2 État limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

Tableau 86 : Etat limite de compression du béton

Poutres	Zone	$M_{ser}(\text{KN.m})$	y (m)	$I(\text{cm}^4)$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	203,55	2.64	46.8750	11.46	Vérifiée
	Travées	120,79	2.64	46.8750	6.80	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	82,83	2.64	46.8750	4.66	Vérifiée
	Travées	34,29	2.64	46.8750	1.93	Vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

5.2.8.3 État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

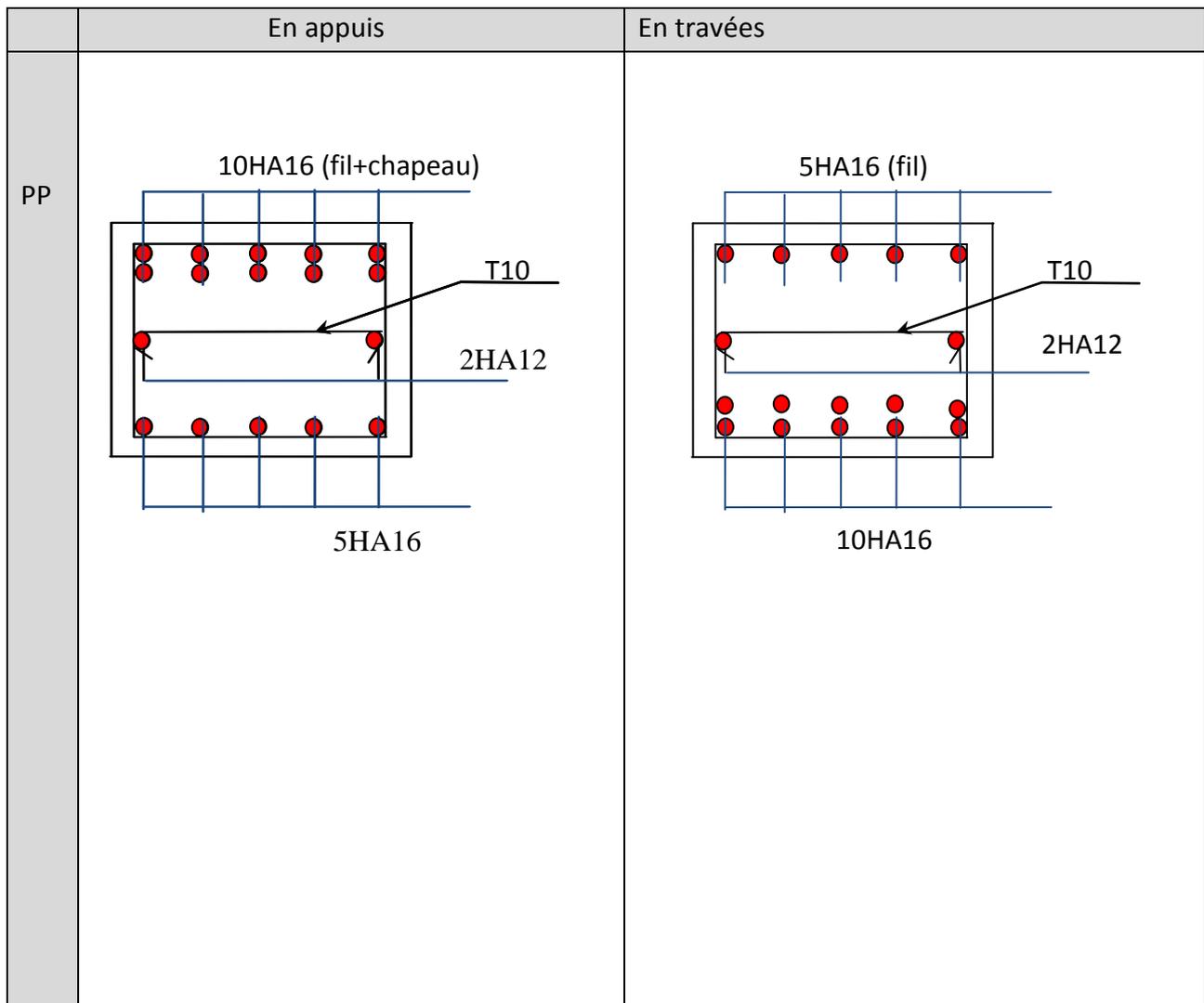
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right. \quad (\text{Art B.6.5}) [1]$$

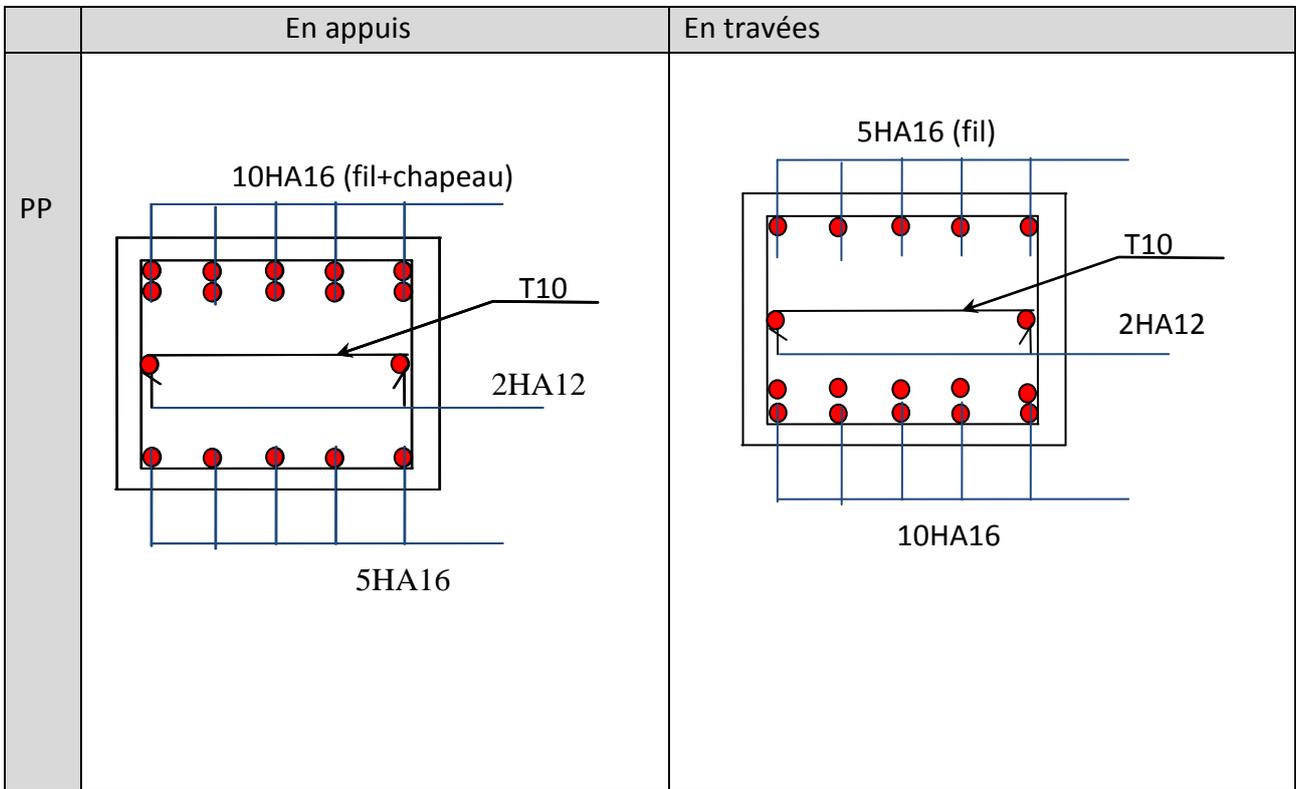
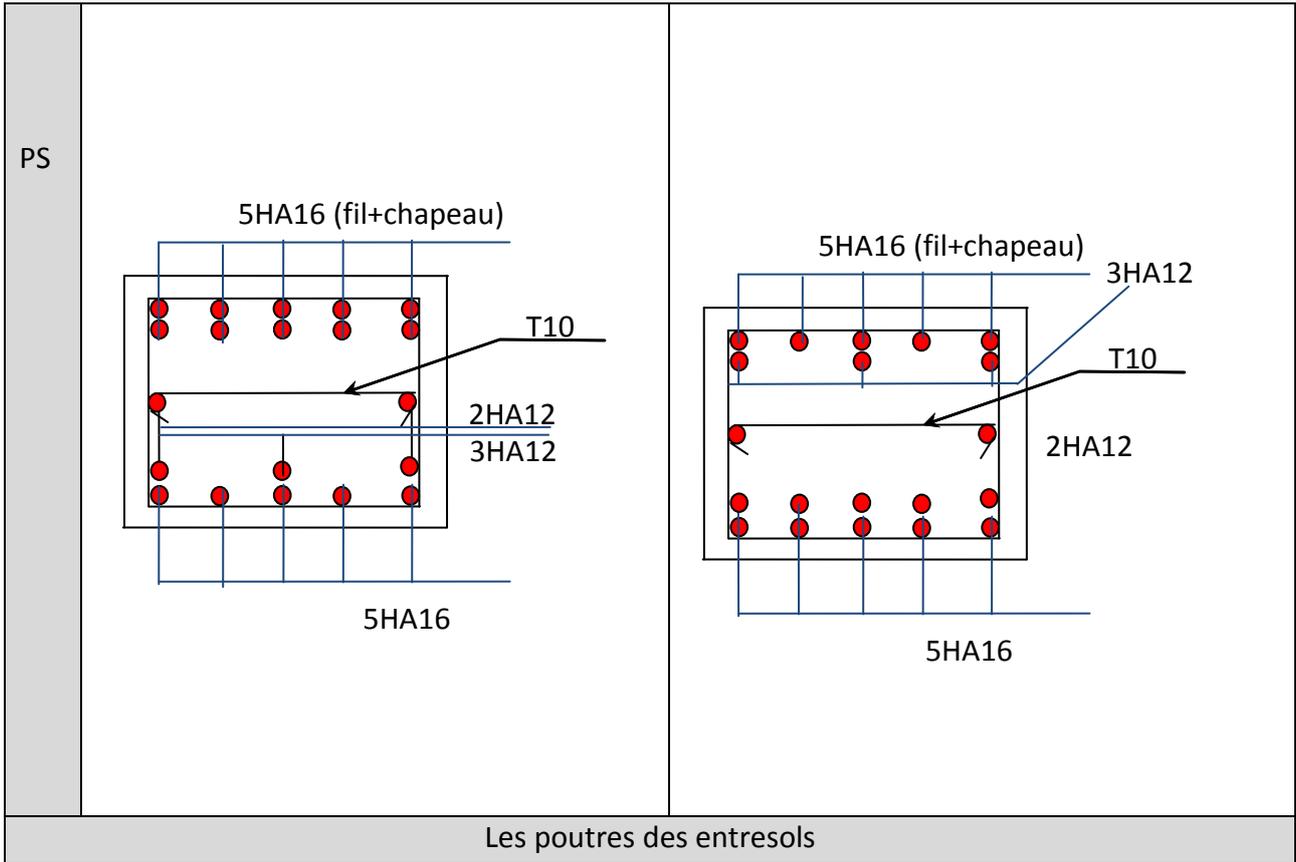
Tableau 87 : Vérification de la flèche pour les poutres

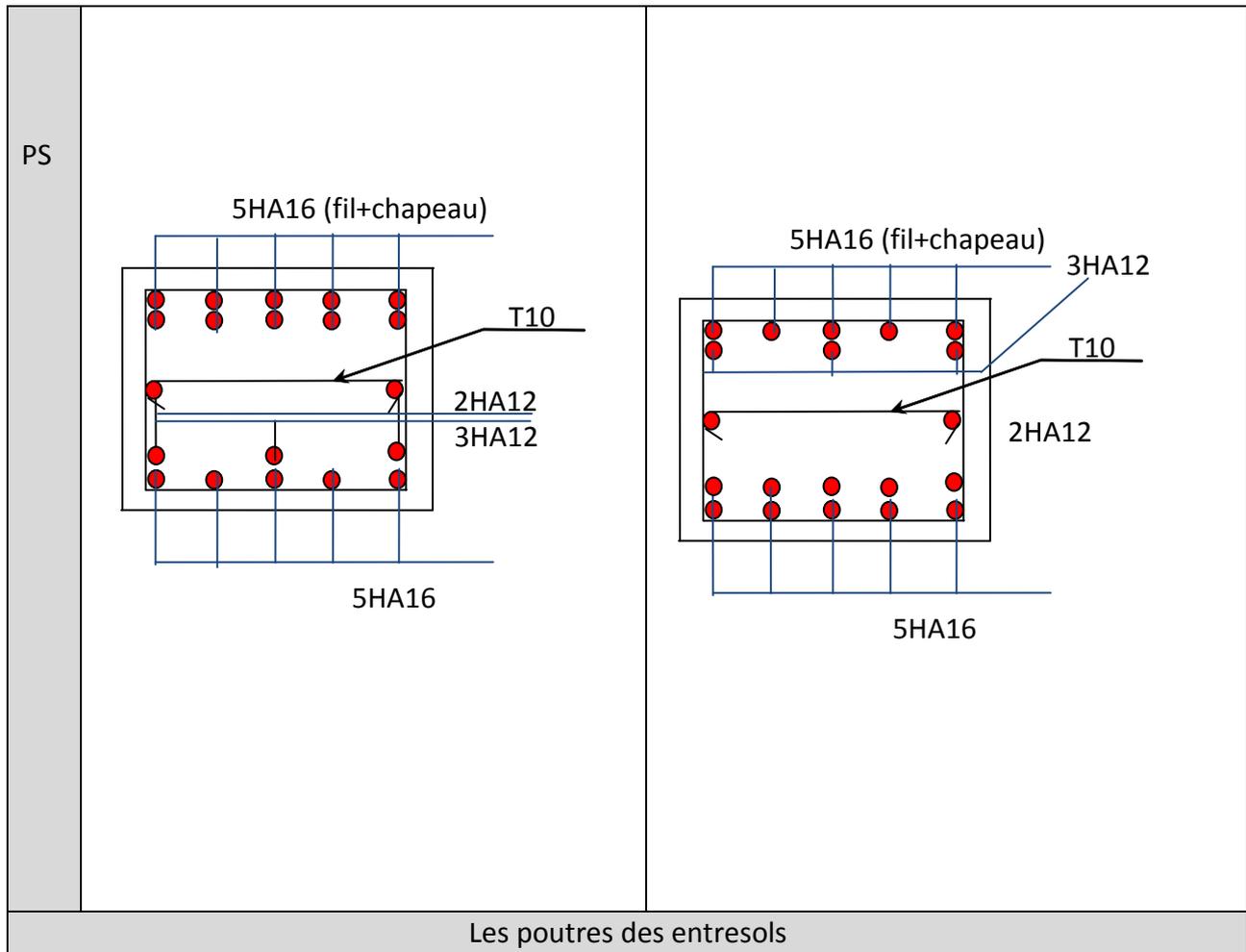
	h_t cm	B Cm	L cm	A_s cm ²	h_t/L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	50	45	420	10.65	0.12	0.085	0.078	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Ps	50	45	475	9.24	0.10	0.085	0.068	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

5.2.9 Schéma de ferrailage des poutres

Tableau 88 : Section de ferrailage des poutres







5.3 Études des poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.

- Le moment maximal et L'effort normal correspondant.

5.3.1 Recommandation du RPA99/V2003

✓ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIA).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\varnothing_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\varnothing$ en zone lia.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dan une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA) .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_g}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

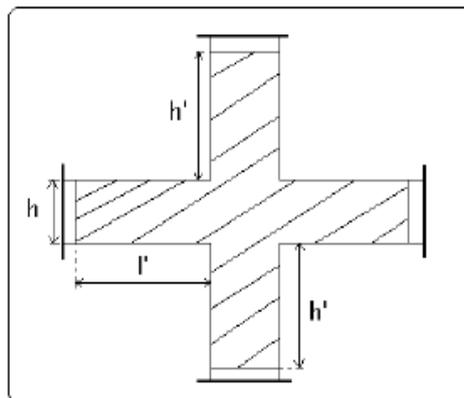


Figure 62 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 89 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section de poteaux(cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
3 Sous sol	70x65	36.4	182	273

1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	65x60	31.2	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x55	26.4	132	198
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x50	22	110	165
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50x45	18	90	135

✓ Armatures transversales : (Article 7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15\text{cm})$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t^{\min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

5.3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 90 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
3 entre sol	3478.203	11.759	393.615	7.969	77.522	2314.904
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	2919.819	42.641	102.019	5.514	69.985	1785.334
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2340.943	43.601	2.423	27.888	122.970	1598.923
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1749.033	42.803	2.95	15.108	88.561	719.207
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	1219.908	26.645	1.973	2.886	85.223	415.915

5.3.3 Ferrailage des poteaux

5.3.3.1 Les armatures longitudinales

Le calcul de ferrailage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du commerce et service, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3478.203\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 11.759\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU}$.
- $N_{min} = 393.615\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 7.969\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{0.8G} + \text{EY}$
- $M_{max} = 77.522\text{KN.m} \rightarrow N_{cor} = 2314.904\text{KN} \dots \dots \dots \text{ELU}$

- Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.65\text{m}, d' = 0.05\text{m}.$$

$N = 3478.203\text{KN}$ (de compression).....(ELU).

$$M = 11.759\text{KN.m} \rightarrow e_c = M/N = 0.003\text{m}.$$

$e_c < h/2 = 0.70/2 = 0.35\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 11.759 + 3478.203 \left(0.65 - \frac{0.7}{2}\right) = 1055.219 \text{ KN.m}$$

$$A = 3478.203 \times 10^{-3} (0.65 - 0.05) - 1055.219 \times 10^{-3} = 1.03 \text{ MN}$$

$$B = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.49 \text{ MN}$$

$$A = 1.03 < B = 1.35$$

Donc la section partiellement comprimée. la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1055.219 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.27 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.4$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 56.15 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -44.81 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0$$

- Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 77.522 \text{ KN.m}; N = 2314.904 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.033 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$A = 0.616 < B = 1.49 \rightarrow \text{Calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 771.993 \text{ KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{771.993 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.197 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.27 \Rightarrow z = 0.58 \text{ m} \rightarrow A_1 = 38.24 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 393.615 \text{ KN}; M = 7.969 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.02 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$A = 0.11 < B = 1.49 \rightarrow \text{Calcul d'une section entièrement comprimée.}$$

$$M_A = 126.05 \text{ KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{126.05 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 \rightarrow z = 0.63 \text{ m} \rightarrow A_1 = 5.75 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau 91 : Calcul des armatures longitudinales

Niveaux	Section (cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
Sous sol et RDC	70x65	0	0	36.4	36.7	4HA20+12HA16
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	65x60	0	0	31.2	32.17	16HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x55	1.42	1.42	26.4	28.4	8HA16+8HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x50	0.82	0.82	22	24.13	12HA16
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50x45	0.15	0.15	18	20.36	8HA14+4HA16

✓ Les armatures transversales:

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

- Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (70×65) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_c}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{0.7} = 4.08 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_1^{\max} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{1\min}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_{1\min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

Tableau 92 : Calcul des armatures transversales

Niveaux	Les entresols	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70x65	70x65	65x60	60x55	55x50
\varnothing_l^{max} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6
\varnothing_l^{min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6
l_f (cm)	285.6	214.2	217	217	217
λ_g	4.08	3.06	3.33	3.61	3.94
V_u (KN)	144.16	144.16	43.98	90.685	114.72
l_r (cm)	80	80	64	64	64
T zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
T zone courante (cm)	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.76	2.75	0.95	2.13	2.93
A_t^{min} (cm ²)	3.25	3.25	3	2.75	2.5
A_t^{ndp} (cm ²)	4.02	4.02	4.08	3.02	3.02
Barres	8HA8	8HA8	6HA8	6HA8	6HA8

Conformément au CBA93 (Article A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_l \geq \frac{\varnothing_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33mm$$

→ la condition est vérifiée.

5.3.4 Vérifications

5.3.4.1 Vérification au flambement

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

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 :

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

- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$.
- α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanement λ

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / b & \text{Pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on pris pour le calcul du ferrailage

$N_d = 3478.203 \text{ KN}$

$l_f = 2.856 \text{ m} \rightarrow \lambda = 15.20 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85/1.03 = 0.82$

$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.4284 \text{ m}^2$

$$N_u = 0.82 \left[\frac{0.4284 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{36.4 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7.48 \text{ MN}$$

$N_d = 3.478 \text{ MN} < N_u = 7.48 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau 93 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Observation
Les entresols	70x65	408	285.6	15.2	0.82	36.4	0.4284	7.54	3.478	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70x65	306	214.2	11.4	0.83	36.4	0.4284	7.63	3.478	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	65x60	310	217	12.51	0.82	32.17	0.3654	6.46	2.919	Vérifiée

étage										
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x55	310	217	13.65	0.82	28.4	0.3074	5.47	2.340	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x50	310	217	15.01	0.81	24.13	0.2544	4.49	1.749	Vérifiée

5.3.4.2 Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

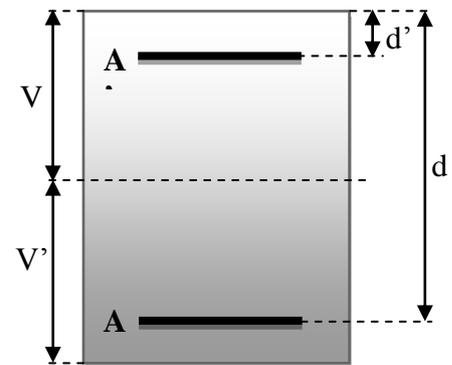
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$



Tout les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 94 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Les 3 entresols	RDC et 1 ^{er} étage	2eme et 3eme étage	4eme et 5eme étage	6eme et 7eme étage
Section (cm ²)	70x65	65x60	60x55	55x50	50x45
d (cm ²)	65	60	55	50	45
A (cm ²)	36.7	32.17	28.4	24.13	20.36
V (cm)	38.23	35.52	33.19	30.31	27.36

V' (cm)	31.77	29.48	26.81	24.69	22.64
yy' (m ⁴)	0.018	0.016	0.013	0.0087	0.0074
ser(KN)	2532.415	2158.74	1707.217	1276.105	890.762
ser(KN.m)	55.869	50.806	53.526	55.156	55.500
bc	5.56	5.53	5.17	4.64	3.95
bc(MPA)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

5.3.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 95 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

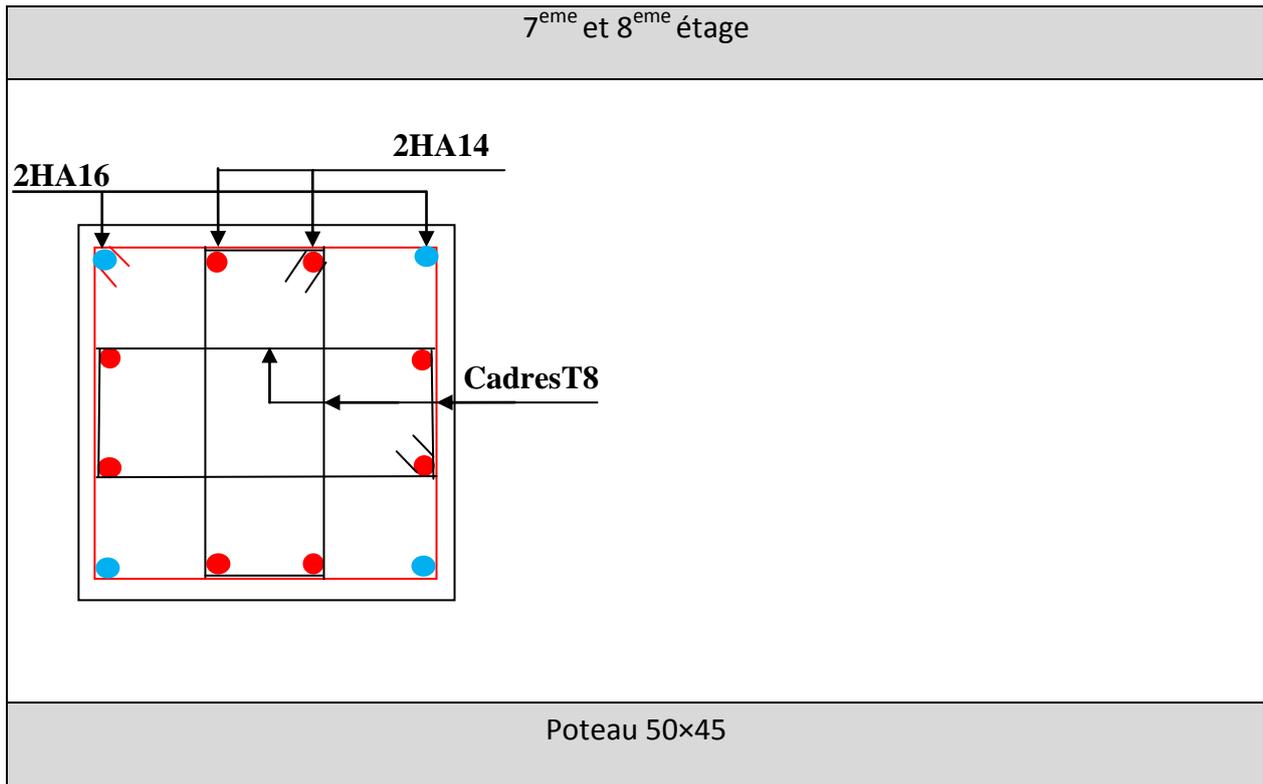
Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	Observation
Les entresols	70x65	285.6	4.08	0.04	0.65	144.16	0.31	1	Vérifiée
RDC et 1 ^{ème} étage	65x60	217	3.33	0.04	0.60	43.98	0.11	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60x55	217	3.61	0.04	0.55	90.685	0.27	1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55x50	217	3.94	0.04	0.50	114.72	0.41	1	Vérifiée

étage									
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50x45	217	4.34	0.04	0.45	101.46	0.45	1	Vérifiée

5.3.5 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau 96 : Ferrailage des poteaux

Les entresols	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage
<p>2HA20 3HA16 Cadres T8 étriers T8</p>	<p>5HA16 Cadres T8 étriers T8</p>
Poteaux (70x65)	Poteaux (65x60)
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
<p>2HA14 3HA16 Cadres T8 étriers T8</p>	<p>4HA16 Cadres T8</p>
Poteaux (60x55)	Poteaux (55x50)



5.3.6 Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

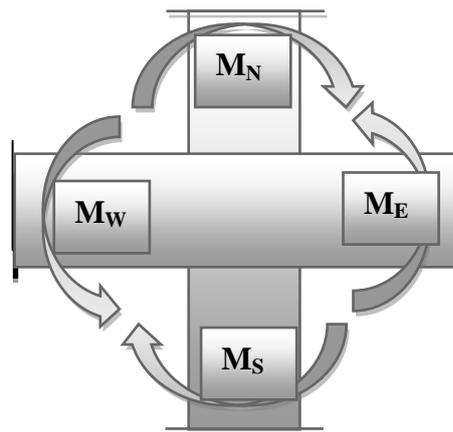


Figure 63 : Les moments dans les zones nodales

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 contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \text{ Avec : } Z = 0.9h \quad Z=0.9h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 97 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Commerce et service	70x65	63	36.7	459.77
RDC+1 ^{er} Etage	65x60	58.5	32.17	654.91
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	60x55	54	28.4	533.69
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	55x50	49.5	24.13	415.66
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	50x45	45	20.36	318.83

Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau 98 : Les moments résistants dans les poutres

Niveau	sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25(M _w +M _e)
Commerce et service	Sens yy	284.42	284.42	711.04
	Sens xx	330.98	330.98	827.46
RDC+1 ^{er} Etage	Sens yy	181.97	181.97	454.93
	Sens xx	284.42	284.42	711.04
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	Sens yy	181.97	181.97	454.93
	Sens xx	273.72	273.7	684.25
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	Sens yy	181.97	181.97	454.93
	Sens xx	273.7	273.7	684.25
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	Sens yy	181.97	181.97	454.93
	Sens xx	181.97	181.97	454.93

La formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux car les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres.

5.4 Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

5.4.1 Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

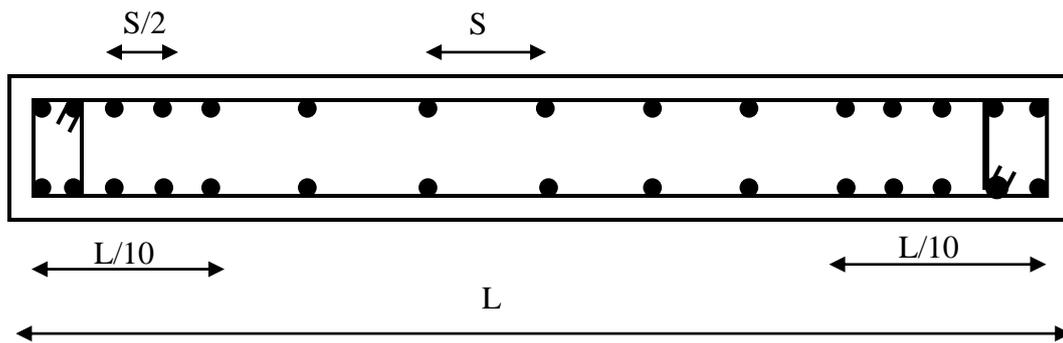


Figure 64 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

b) Armatures horizontales

- Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,
- Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

- Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

- Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \text{ de la section du voile, dans la section globale du voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \text{ de la section du voile, dans la zone courante}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.4.2 Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

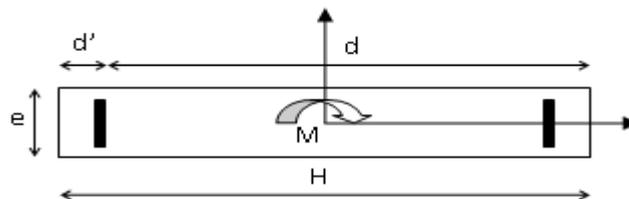


Figure 65 : Schéma d'un voile plein

$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$

$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$

$A = \max (A^{cal} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA})$

- Armatures horizontales :

$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$ $K=0$ (pas de reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 Mpa.$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

- La longueur de recouvrement :

$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$

- Règles communes :

$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$

- Diamètres des barres :
 $\Phi < a/10$ zone courante.
- Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

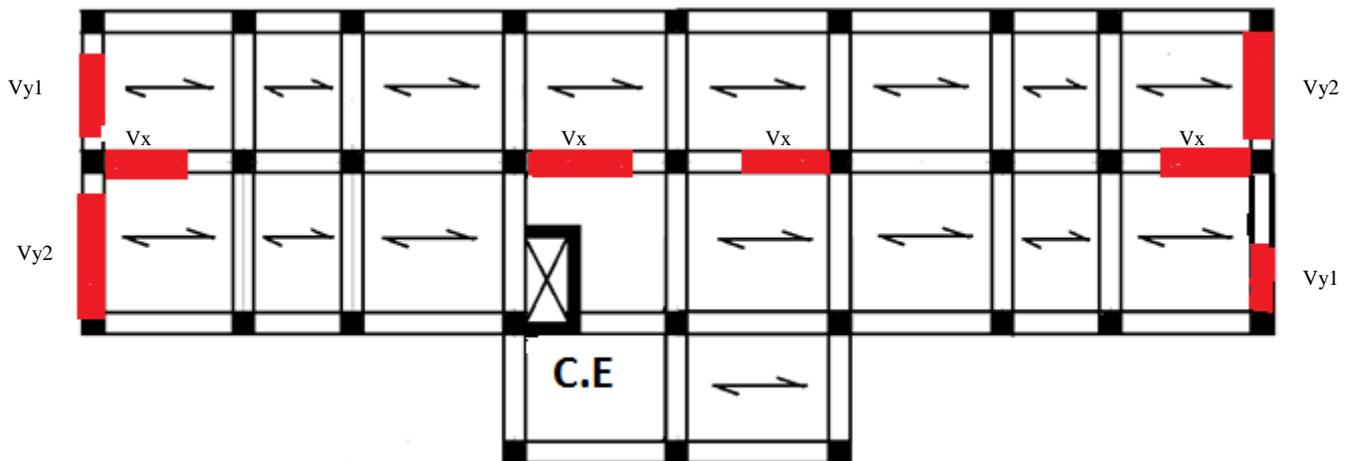


Figure 66 : Repérage des voiles

5.5 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant (pour le voile V_{x1}) :

Tableau 99 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_x

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Les 3 entresols	1433.25	238.599	227.307	1309.85	1572	511.996	127.12
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	717.323	44.527	88.538	71.861	192.50	363.714	78.316
3 ^{et} 4 ^{ème} étage	551.403	79.598	132.349	86.858	171.983	281.478	104.613
5 et 6 ^{ème} étage	412.539	20.084	65.608	124.317	146.538	152.907	92.662
7 et 8 ^{ème} étage	275.763	28.75	26.764	99.676	122.343	18.747	82.303

Tableau 100 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Les 3 entresols	1251.129	500.851	412.332	110.321	560.835	1116.498	201.213
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1035.3	56.044	340.679	180.905	248.996	931.059	86.88
3 et 4 ^{ème} étage	856.825	25.011	226.475	923	162.395	824.251	74.806
5 et 6 ^{ème} étage	615.608	11.518	143.487	106.800	121.475	610.325	68.277
7 et 8 ^{ème} étage	337.277	67.026	64.478	76.273	79.40	141.202	64.518

Tableau 101 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Les 3 entresols	1486.706	789.323	521.36	235.124	822.835	1358.214	301.44
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1065.729	113.022	392.018	360.275	490.922	958.215	125.826
3 et 4 ^{ème} étage	830.798	335.707	202.147	218.878	335.770	830.798	131.121
5 et 6 ^{ème} étage	612.002	252.651	104.547	140.965	252.651	612.002	127.649
7 et 8 ^{ème} étage	338.262	156.964	33.897	53.355	156.964	338.262	115.812

5.5.1 Ferrailage des voiles

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

N bare/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 102 : Ferrailage des voiles au niveau des entresols

Niveau	Voiles des 3 entresols		
	Voile	Vx	Vy1
Section (m ²)	0.2 × 1.5	0.2 × 4.75	0.2 × 2
M (KN.m)	511.996	500.851	1486.706
N (KN)	1572	1251.129	789.323
V (KN)	127.12	201.213	301.44
Section	SEC	SEC	SPC
τ_U (MPa)	0,208	0,329	1,172
$\bar{\tau}$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
A_v^{cal} /face (cm ²)	27,246	22,532	34,764
A_v^{min} /face (cm ²)	4,5	5.4	6
A_v^{adop} /face (cm ²)	28,26	25,12	39,28
N^{barre} /face	9T20	8T20	8T25
S_t (cm)	20	20	25
A_h^{cal} /face (cm ²)	7.065	6.28	9.05
A_h^{min} /face (cm ²)	0,45	0.45	0.4
A_h^{adop} /face (cm ²)	7.07	6.28	9.05
N^{barre} /face	9T10	8T10	8T12
S_t (cm)	20	20	20

Tableau 103 : Ferrailage des voiles au niveau du 1er et 2eme étage

Niveau	Voiles du 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage		
	Voile	Vx	Vy1
Section (m ²)	0.2 × 1.5	0.2 × 4.75	0.2 × 4.75
M (KN.m)	44.527	56.044	113.022

N (KN)	717.323	1035.3	1065.729
V (KN)	78.316	86.88	125.826
Section	SPC	SEC	SPC
τ_U (MPa)	0,406	0,142	0,206
$\bar{\tau}$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
Av cal /face (cm ²)	15,210	15,391	16,046
Av min/face (cm ²)	4,5	5.4	6
Av adop/face (cm ²)	18,10	16,08	16.08
N ^{barre} /face	9T16	8T16	8T16
S _t (cm)	25	20	25
Ah cal/face (cm ²)	4.52	4.02	4.02
Ah min/face(cm ²)	0,45	0.45	0.4
Ah adop/face (cm ²)	4.52	4.02	4.02
N ^{barre} /face	9T8	8T8	8T8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau 104 : Ferrailage des voiles au niveau du 3eme et 4eme étage

Niveau	Voiles des 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage		
voile	Vx	Vy1	Vy2
Section (m ²)	0.2 ×1.5	0.2×4.75	0.2 ×4.75
M (KN.m)	79.598	25.011	335.707
N (KN)	551.403	856.825	830.798
V (KN)	104.613	74.806	131.121
Section	SEC	SEC	SPC
τ_U (MPa)	0,542	0,122	0,215
$\bar{\tau}$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
Av cal /face (cm ²)	10,215	12,544	14,991
Av min/face (cm ²)	4,5	5.4	6
Av adop/face (cm ²)	13,86	16,08	16.08
N ^{barre} /face	9T14	8T16	8T16
S _t (cm)	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	3.465	4.02	4.02

$Ah_{min}/face(cm^2)$	0.45	0.45	0.4
$Ah_{adop}/face (cm^2)$	3.465	4.02	4.02
$N^{barre}/face$	9T8	8T8	8T8
$S_t(cm)$	20	20	20

Tableau 105 : Ferrailage des voiles au niveau du 5^{ème} et 6^{ème} étage

Niveau	Voiles des 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		
voile	Vx	Vy1	Vy2
Section (m ²)	0.2 × 1.5	0.2 × 4.75	0.2 × 4.75
M (KN.m)	20.084	11.518	252.651
N (KN)	412.539	615.608	612.002
V (KN)	92.662	68.277	127.649
Section	SEC	SEC	SPC
τ_U (MPa)	0,480	0,112	0,209
$\bar{\tau}$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
$A_{v\text{ cal}}/face$ (cm ²)	6,508	8,954	14,991
$A_{v\text{ min}}/face$ (cm ²)	4,5	5.4	6
$A_{v\text{ adop}}/face$ (cm ²)	7,11	9,04	14,250
$N^{barre}/face$	9T10	8T12	8T14
S_t (cm)	20	20	20
$A_{h\text{ cal}}/face$ (cm ²)	1.777	2.26	3.562
$A_{h\text{ min}}/face$ (cm ²)	0.45	0.45	0.4
$A_{h\text{ adop}}/face$ (cm ²)	1.777	2.26	3.56
$N^{barre}/face$	9T6	8T6	8T8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau 106 : Ferrailage des voiles du 7^{ème} et 8^{ème} étage

Niveau	Voiles du 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage		
voile	Vx	Vy1	Vy2
Section (m ²)	0.2 × 1.5	0.2 × 4.75	0.2 × 4.75
M (KN.m)	28.75	67.026	156.964
N (KN)	275.763	337.277	338.262
V (KN)	82.303	64.518	115.812
Section	SEC	SEC	SEC
τ_U (MPa)	0,427	0,106	0,190

$\bar{\tau}$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
$A_v \text{ cal/face (cm}^2\text{)}$	4,791	5,457	6,288
$A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	4,5	5.4	6
$A_v \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	7,11	6,32	6,32
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	9T10	8T10	8T10
S_t (cm)	20	20	20
$A_h \text{ cal/face (cm}^2\text{)}$	1.777	1.58	1.58
$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	0.45	0.45	0,24
$A_h \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	1.777	2.26	2.26
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	9T6	8T6	8T6
S_t (cm)	20	20	20

5.5.2 Schéma de ferrailage des voiles

Pour le schéma de ferrailage, on présente celui du voile (Vx) du RDC.

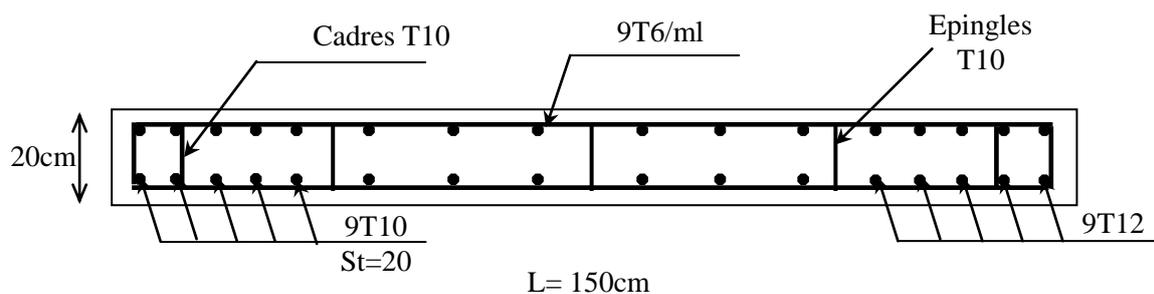


Figure 67 : Schéma de ferrailage du voile Vx

5.6 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14.2) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 / version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure (de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limité les tassements absolus différentiels plus les déplacements sous l'action des force horizontales appliqué à la structure, et qui peuvent nuire à sa résistance). Cette transmission peut être directe (fondations superficielles : semelles ou des radiers) ou indirecte (fondations profondes : semelles sur pieux).

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue d'ensemble.

6.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

6.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

6.4 Etude des fondations

6.4.1 Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q + E$,

Obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

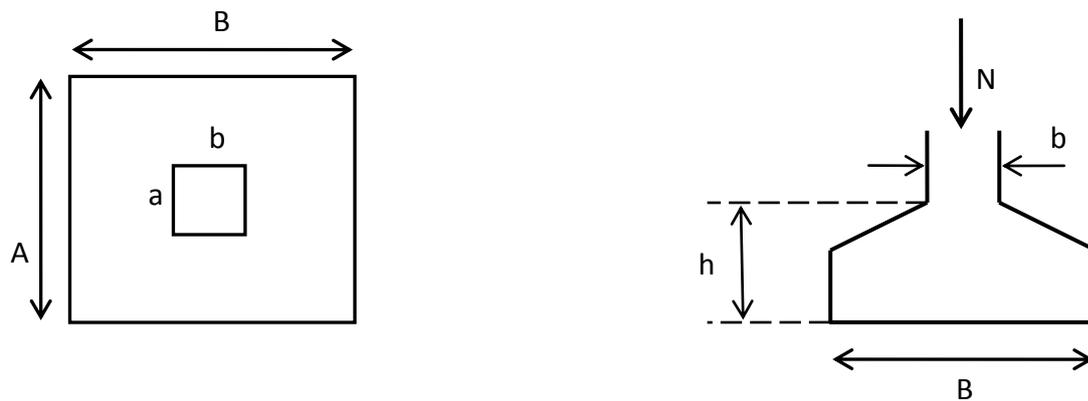


Figure 68 : Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$
Semelle est poteau homothétiques :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$N = 2925.41 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{0.92 \times 0.35}} = \sqrt{\frac{0.65 \times 2925.41 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.35}} = 2.78 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{a}{b} \times 2.68 = 3.00 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entre axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.4.2 Semelle filante

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante : Une selon $y-y'$. Les autres semelles seront calculées de la même manière.

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N1=2925.41 KN; N2=2894.00 KN; N3= 2230.743KN

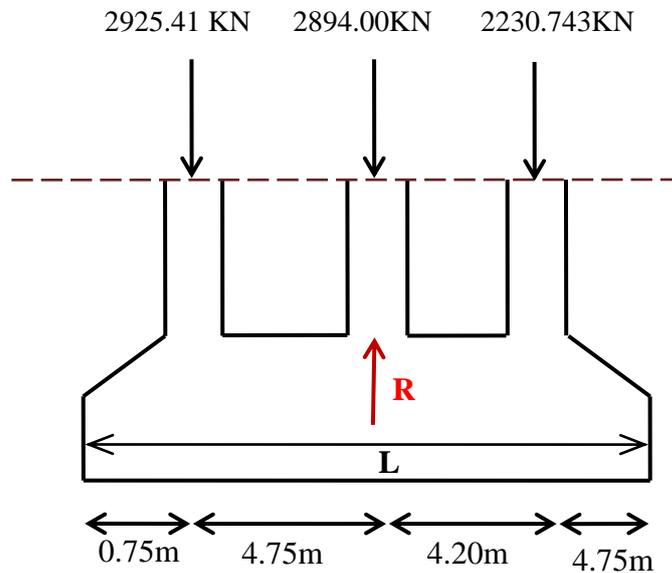


Figure 69 : Semelle filante selon yy

$$\sum N_i = 8050.166KN$$

L= 10.45m

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8.050}{0.35 \times 10.45} = 2.20m \quad \text{On opte pour } B=2,30m.$$

✓ Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm \Rightarrow h \geq \frac{2.30-0.65}{4} + 5cm = 46.25cm$$

On opte pour h=75cm.

✓ Vérification au poinçonnement :

$$Qu \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0.7 + 0.65 + 2 \times 0.75) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 5.7m$$

$$0.045 \times 5.7 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 3206.25KN$$

Qu= 2927.41 KN ≤ 3206.25KN.....vérifiée

✓ Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a: $I_y = 218.72m^4$; $I_x = 10.6m^4$; $X_G = 5.225m$; $Y_G = 1.15m$; $S = 24.03m^2$

Sens X-X : $N_s = 5872.00 \text{ KN}$; $M_x = 2547.75 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.391 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.314 \leq \sigma_{sol} = 0.35 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y: $N_s = 5872.00 \text{ KN}$; $M_y = 304.39 \text{ KN}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.251 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.247 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.35 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Dans le sens x-x : $e = \frac{2547.750}{8050.166} \Rightarrow e = 0.319 \text{ m} \leq \frac{10.45}{4} = 2.61 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

- Dans le sens Y-Y : $e = \frac{304.29}{8050.166} \Rightarrow e = 0.037 \text{ m} \leq \frac{2}{4} = 0.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

✓ Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

FS : coefficient de sécurité (FS = 1.5).

S_s : Surface de la semelle=24.03m

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

H : la hauteur d'ancrage de la semelle (H=3m).

$N = 5872.00 \text{ KN} > 1.5 \times 3 \times 24.03 \times 10 = 1081.35 \text{ KN}$ vérifiée.

6.5 Ferrailage

6.5.1 Principale

$$A_{s//B} = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times f_{St}} = \frac{8.05 \times (2.3 - 0.65)}{8 \times 0.42 \times 400} = 98.82 \text{ cm}^2$$

6.5.2 Secondaire

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met

seulement des aciers de construction. $A_r = \frac{A_s}{3} = 32.94 \text{ cm}^2$

Soit:

$$S_{//B} = 50T16 = 100.5 \text{ cm}^2; St = 15 \text{ cm}$$

$$S_{//L} = 16T16 = 34.17 \text{ cm}^2; St = 15 \text{ cm}$$

6.6 Calcul de la poutre de rigidité

- Dimensionnement :

$$L = 4.75 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{9} \leq h_{poutre} \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 52.77 \text{ cm} \leq h_{poutre} \leq 79.16 \text{ cm} ; \text{ Avec } L : \text{ entre-axe max}$$

entre deux poteaux. On prend $h = 60 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$

- Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :

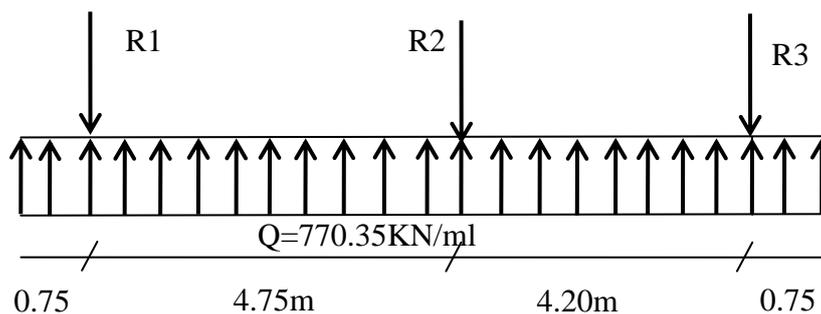


Figure 70 : Schéma statique de la poutre de rigidité

$$q_u = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{8050.16}{10.45} = 770.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{5872}{10.45} = 561.91 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot minorée (tenant des fissurations nuisible).

Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau ci-dessous :

Tableau 107 : Calcul des sollicitations

Travée	Lx (m)	L'x (m)	Ma (KN .m)		X ₀ (m)	Mt(KN.m)
			Mg	Md		
A-B	4.75	4.75	-217.23	576.32	2.04	453.16
B-C	4.2	4.2	576.32	-217.23	1.72	317.66

Tableau 108 : Ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	M _u (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	453.16	32.22	3.4	8HA20+4HA16=33.17
Appuis	576.32	43.44	3.4	10HA20+6HA16=43.48

- Vérification à L'ELU :

- L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2.032}{2.3 \times 0.52} = 1.69 < \overline{\tau}_u$$

- Vérification à L'ELS :

- Dans le béton :

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

- Dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est

- limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = (2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 109 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)

	Ms(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
Travée	242.49	24.32	255965	11.36	382.90	Non vérifiée

Appuis	-257.71	26.71	649611	9.20	320.11	Non vérifiée
--------	---------	-------	--------	------	--------	--------------

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on redimensionne à l'ELS :

Tableau 110 : Augmentation des sections d'acier

Localisation	A _{adopté} (cm ²)
Travée	12HA20=37.70
Appuis	15HA20=47.12

Tableau 111 : Vérification des contraintes après augmentation des sections

	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
Travée	242.49	25.5	728749	8.46	8.43	vérifiée
Appuis	-237.71	27.62	15375.58	132	111.77	vérifiée

- Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_i \right)$$

$$\phi_t \leq \min (17.14; 55; 16) \Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- Espacement des aciers transversaux :

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3,16 \text{ cm}^2$

$$1) S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (0.468; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.16 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.6} \Rightarrow S_t \leq 52.66 \text{ cm}$$

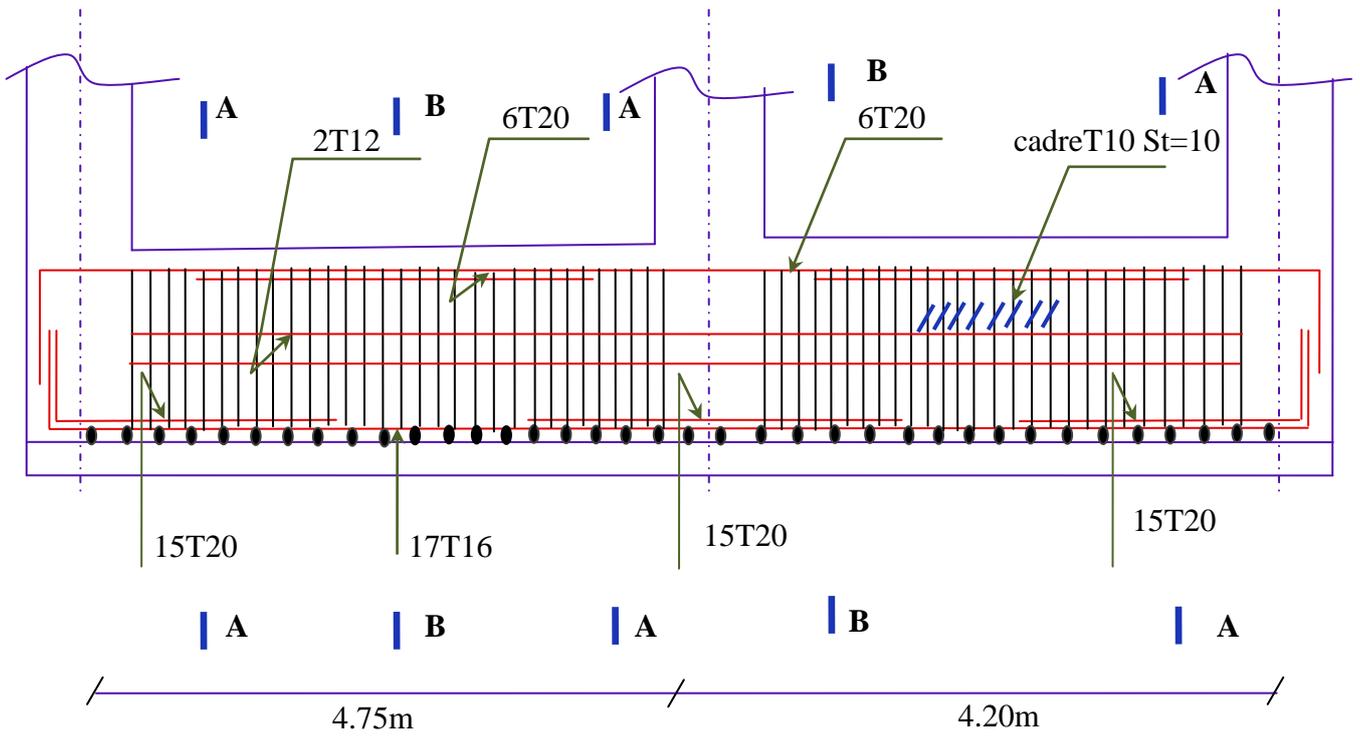
$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 3.16 \times 10^{-4} \times 400}{0.6[1.69 - 0.3 \times 2.1]} \Rightarrow S_t \leq 15.89 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 60cm le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}$ de Hauteur, comme $h=60\text{cm}$ donc :

$3 \times 0,6 = 1,8\text{cm}^2$, soit 2HA12 = $2,26 \text{ cm}^2/\text{face}$



Coupe A-A

Coupe B-B

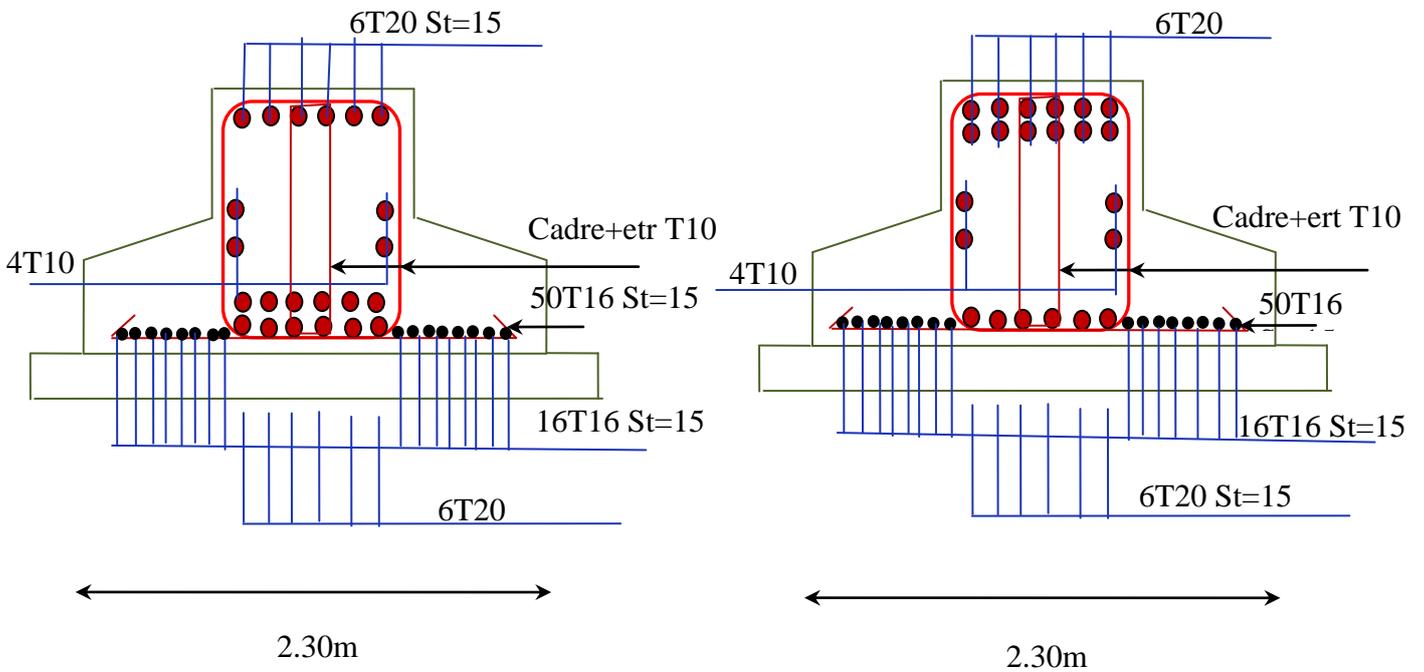


Figure 71 : Schéma de ferrailage de la semelle filante

6.7 Mur adossé

▪ Introduction

Selon le RPA99/2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

▪ Dimensionnement

- La hauteur $h=4,08$ m
- La longueur $L=4.75$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

▪ Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 22 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 36^\circ$
- La cohésion $c = 0 \text{KN} / \text{m}^2$

▪ Evaluation des charges et surcharges :

Le mur de soutènement est soumis à :

○ La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 4.08 \times (22 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{36}{2})) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{36}{2}) = 23.30 \text{KN} / \text{ml}$$

○ Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 2.60 \text{KN} / \text{ml}$$

6.8 Ferrailage du mur

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

▪ A L'ELU :

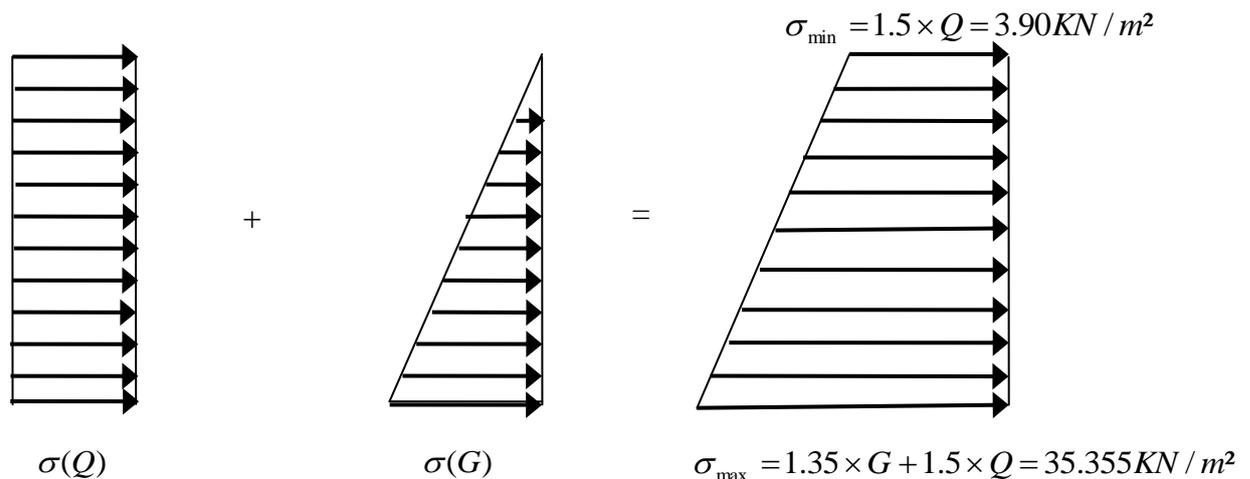


Figure 72 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 27.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 27.49 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$Lx = 4.08 \text{ m}$$

$$Ly = 4.75 \text{ m}$$

$$h = 20 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6964 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^X = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 23.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^Y = \mu_y \times M_0^X = 16.12 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$\text{Sens } x-x' : M_t^X = 0.75 \times M_0^X = 17.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^Y = 0.75 \times M_0^Y = 12.09 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = M_a^y = 11.57 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \times b \times hb$ condition exigé par le RPA/2003.(art.10.1.2)

Tableau 112 : calcul des sections d'armature

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	X-X	17.81	0.0387	0.0493	0.176	2.90	2	5T10=3.93
	Y-Y	12.09	0.0262	0.0331	0.177	1.96	2	4T8=2.01
Appuis		11.57	0.0251	0.0317	0.177	1.87	2	4T8=2.01

6.9 Vérifications à L'ELU

▪ Les espacements :

- Armature // Lx : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$
- Armature // LY : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

▪ Condition de non fragilité :

$$\rho = 0.85 > 0.4$$

$$e \geq 12\text{cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{Pour } f_e E400$$

$$A_{\min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_{\min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - 0.85) \times 100 \times 20 = 1.72\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times e = 1.6\text{cm}^2$$

$A_t \geq A_{\min}$ condition vérifiée

$A_a \geq A_{\min}$ condition vérifiée

▪ Vérification de l'effort tranchant :

Nous devons vérifier ce qui suit :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Fissuration nuisible}$$

Nous avons :

$$V_u^x = \frac{q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{27.49 \times 4.08}{2} \times \frac{4.75^4}{4.08^4 + 4.75^4} = 36.31 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{27.49 \times 4.75}{2} \times \frac{4.08^4}{4.08^4 + 4.75^4} = 23.01 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{36.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.2 \text{MPa} < \overline{\tau_u}$$

.....condition vérifiée

6.10 Vérification à L'ELS

$$\sigma_{\min} = Q = 2.60 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = Q + G = 2.60 + 23.30 = 25.90 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.07 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 20.07 \text{KN} / \text{ml}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 19.24 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 15 \text{KN.m}$$

- Moment en travée :
Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 14.43 \text{KN.m}$
Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 11.25 \text{KN.m}$
- Moment en appuis :
 $M_a^x = 0.5 \times M_0^x = M_a^y = 9.62 \text{KN.m}$

▪ Vérification des contraintes :

- Dans le béton :

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

- Dans l'acier : la fissuration est considérée nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Tableau 113 : Vérification des contraintes pour le mur

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
Travée	X-X	14.43	4.05	13686.15	4.217	221.41	Non vérifiée
	Y-Y	11.25	3.006	7683.73	4.39	329.42	Non vérifiée
Appuis		9.92	3.006	7683.73	3.87	290.48	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on augmente les sections.

Tableau 114 : Augmentation des sections d'armatures pour le mur

		A adopté (cm ²)
Travée	X-X	5HA14=7.70
	Y-Y	4HA12= 4.52
Appuis		4HA12= 4.52

Tableau 115 : vérification des contraintes pour le mur après augmentation des sections d'armatures

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	observation
Travée	X-X	14.43	5.39	23585.54	3.3	115.72	vérifiée
	Y-Y	11.25	4.30	15375.58	3.14	150.36	vérifiée
Appuis		9.92	4.30	15375.58	3.87	132.58	vérifiée

6.11 Schémas de ferrailage du mur de soutènement

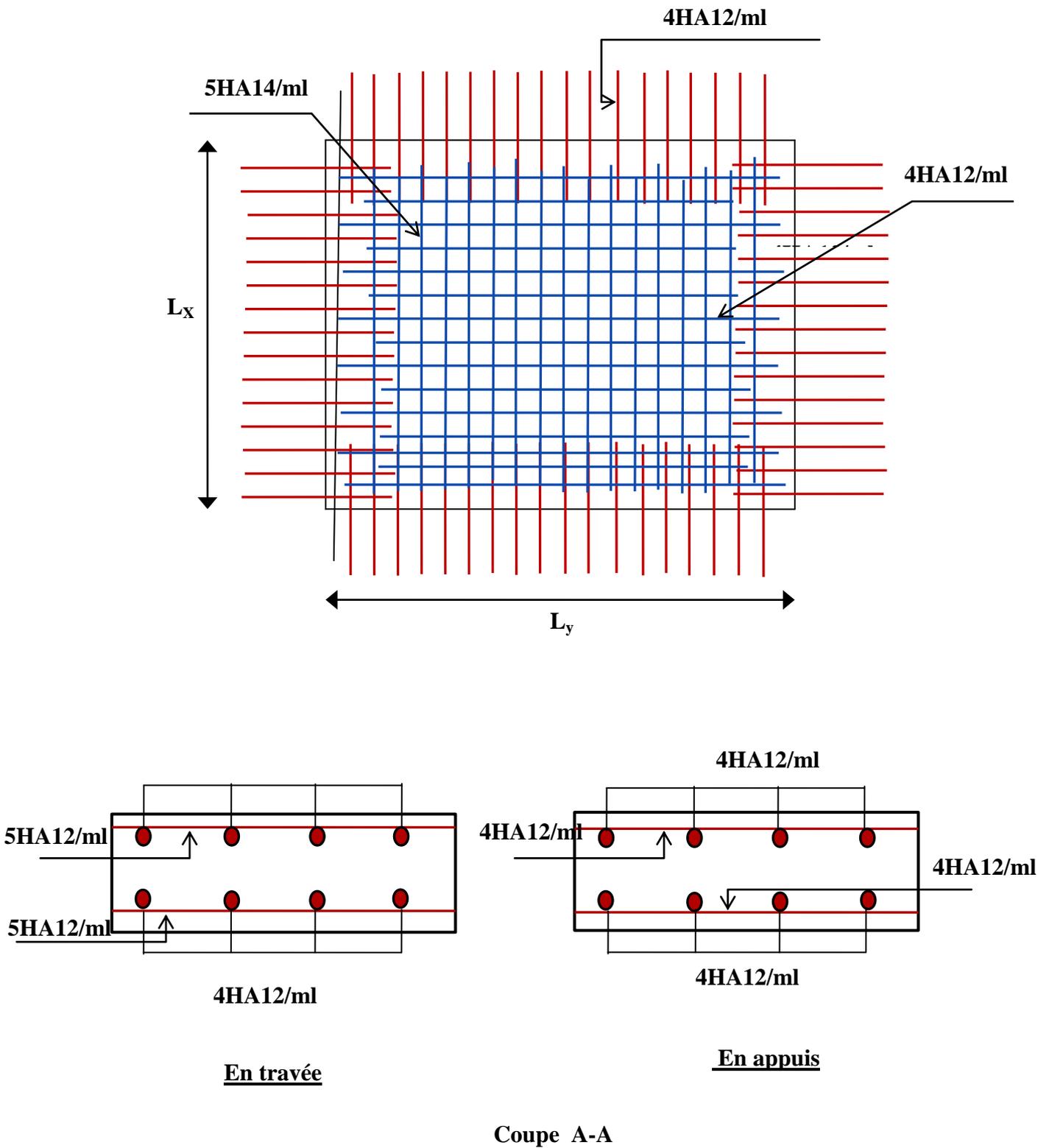


Figure 73 : Schémas de ferrailage de mur de soutènement.

6.12 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi, le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons 1 seul type de fondation. Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées pour le premier type, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait, nous avons donc opté pour des fondations sur semelle filante.

C Conclusion

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP2000 V14.2 afin de calculer et d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. Les contraintes architecturales peuvent nous amener à adopter des modèles de calculs vérifiant toute les conditions de résistance réglementaires sans pour autant être optimales

L'étude de l'infrastructure est conçue en semelles filantes du fait de l'importante portance du sol support.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Références bibliographiques

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.

LOGICIELS

- Logiciel de SAP 2000 V14.2.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2010

TABLE DES FIGURES

Figure 1 :	Plan de masse.....	4
Figure 2 :	Plancher à corps creux	10
Figure 3 :	Schéma d'une poutrelle	10
Figure 4 :	Schéma de disposition des poutrelles.....	11
Figure 5 :	Panneau sur un seul appui	11
Figure 6 :	Panneau sur deux appuis	12
Figure 7 :	Panneau sur trois appuis.....	12
Figure 8 :	Les différents composants d'un escalier	13
Figure 9 :	Coupe et vue de l'escalier type 1	13
Figure 10 :	Coupe et vue de l'escalier type 2	15
Figure 11 :	Vue de l'escalier type 03	16
Figure 12 :	Vue en plan d'un voile	20
Figure 13 :	Coupe verticale d'un voile	20
Figure 14 :	Hauteur d'étage.....	21
Figure 15 :	Les différents poteaux choisis pour la descente de charge	25
Figure 16 :	La surface afférente	25
Figure 17 :	Surface afférente du poteau P2	30
Figure 18 :	Surface afférente du Poteau P3	34
Figure 19 :	Section brute (Br)	41
Figure 20 :	Sens de disposition des poutrelles.....	45
Figure 21 :	Les sollicitations (moments) sur les poutres continues.....	48
Figure 22 :	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	49
Figure 23 :	Poutrelle type 3	52
Figure 24 :	Poutrelle type 6	55
Figure 25 :	Effort tranchant pour une poutre à 2 travées.....	56
Figure 26 :	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	73
Figure 27 :	Schéma de la dalle.....	73
Figure 28 :	Schéma statique de la dalle.....	74
Figure 29 :	Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 1	75
Figure 30 :	Dalle sur trois appuis.....	76
Figure 31 :	Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	78
Figure 32 :	Schéma statique de l'escalier type 1.....	79
Figure 33 :	Schéma statique avec chargement.	79
Figure 34 :	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.	80
Figure 35 :	Section de calcul d'escalier.....	81
Figure 36 :	Schéma de ferrailage de l'escalier (1 ^{er} et 2 ^{eme} volée étage courant).	88
Figure 37 :	Schéma statique du palier de repos.....	88
Figure 38 :	Schéma de ferrailage du palier intermédiaire.	91
Figure 39 :	Schéma statique de la poutre palière.	91
Figure 40 :	Section creuse équivalente.	94
Figure 41 :	Schéma de ferrailage.....	96
Figure 42 :	La volée de l'escalier type2.	96
Figure 43 :	Schéma statique avec chargement.	96
Figure 44 :	Section de calcul d'escalier.....	97
Figure 45 :	Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC.	101

Figure 46 :	Schéma de l'acrotère.....	110
Figure 47 :	Schéma de ferrailage de l'acrotère.	114
Figure 48 :	Spectre de réponse.	120
Figure 49 :	Structure modélisée avec le SAP.....	120
Figure 50 :	Disposition des voiles adoptée.....	121
Figure 51 :	Mode 1 de déformation.	122
Figure 52 :	Mode 2 de déformation.	123
Figure 53 :	Mode 3 de déformation.	123
Figure 54 :	Disposition constructive des portiques.....	134
Figure 55 :	Zone nodale.....	143
Figure 56 :	Les moments dans les zones nodales	153
Figure 57 :	Disposition des armatures verticales (vue en plan).	156
Figure 58 :	Schéma d'un voile plein	157
Figure 59 :	Repérage des voiles.....	158
Figure 60 :	Schéma de ferrailage du voile Vx	164
Figure 61 :	Semelle isolée.....	166
Figure 62 :	Semelle filante selon yy.....	167
Figure 63 :	Schéma statique de la poutre de rigidité	169
Figure 64 :	Schéma de ferrailage de la semelle filante	173
Figure 65 :	Répartition des contraintes sur le voile.	175
	On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on augmente les sections.	178
Figure 66 :	Schémas de ferrailage de mur de soutènement.	179

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Evaluation des charges sur les escaliers	17
Tableau 2 : Evaluation des charges sur le palier	17
Tableau 3 : évaluation des charges de l'acrotère.....	18
Tableau 4 : Evaluation des charges et surcharges sur la terrasse inaccessible	21
Tableau 5 : Evaluation des charges et surcharges sur la terrasse accessible	22
Tableau 6 : Evaluation des charges et surcharges sur l'étage courant	22
Tableau 7 : Evaluation des charges et surcharges sur l'étage commercial.....	22
Tableau 8 : Evaluation des charges et surcharges sur l'étage de service	23
Tableau 9 : Evaluation des charges et surcharges sur la dalle pleine	23
Tableau 10 : Evaluation de charges sur les murs extérieurs	23
Tableau 11 : Evaluation de charges sur l'acrotère	24
Tableau 12 : Les surfaces afférente du poteau P1	25
Tableau 13 : Evaluation des charges des planchers sur le poteau P1.....	26
Tableau 14 : Evaluation des charges des poutres sur le poteau P1	26
Tableau 15 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux	26
Tableau 16 : Evaluation des charges du mur extérieur sur le poteau P1	27
Tableau 17 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P1	27
Tableau 18 : Les surfaces afférentes du poteau P2	30
Tableau 19 : Evaluation des charges des planchers sur le poteau P2.....	30
Tableau 20 : Evaluation des charges des poutres sur le poteau P2	31
Tableau 21 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux.....	31
Tableau 22 : Evaluation des charges de mur extérieur sur le poteau P2.....	32
Tableau 23 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P2	32
Tableau 24 : Evaluation de la charge d'exploitation sur le poteau P2.....	34
Tableau 25 : Evaluation des charges des planchers sur le poteau P3.....	35
Tableau 26 : Evaluation des charges des poutres sur le poteau P3.....	35
Tableau 27 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux.....	36
Tableau 28 : La charge du mur extérieur transmise sur le poteau P3	36
Tableau 29 : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P3	37
Tableau 30 : Evaluation de la charge d'exploitation sur le poteau P3	38
Tableau 31 : Vérification du critère de résistance	39
Tableau 32 : Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées ...	40
Tableau 33 : Vérification des conditions de RPA.....	42
Tableau 34 : Les différents types de poutrelle à la terrasse inaccessible	45
Tableau 35 : Les différents types de poutrelles à la terrasse accessible	45
Tableau 36 : Les différents type de poutrelles dans l'étage courant.....	46
Tableau 37 : Les différents types de poutrelles dans l'étage de service	46
Tableau 38 : Les différentes charges et surcharges	46
Tableau 39 : Type de poutrelle calculée avec la méthode forfaitaire	51
Tableau 40 : Type de poutrelle calculée avec la méthode des trois moments	51
Tableau 41 : Types de poutrelles calculées avec la méthode de Caquot minorée.....	51
Tableau 42 : Les différentes charges et surcharges	52
Tableau 43 : Sollicitations à l'ELU pour l'étage courant.....	57
Tableau 44 : Sollicitations à l'ELS pour l'étage courant.....	58
Tableau 45 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles de l'étage de service	58

Tableau 46 : Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles de l'étage de service	59
Tableau 47 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles à la terrasse accessible .	59
Tableau 48 : Sollicitation à l'ELS des différents types de poutrelles à la terrasse accessible ..	59
Tableau 49 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles à la terrasse inaccessible	60
Tableau 50 : Sollicitation à l'ELS des différents types de poutrelles à la terrasse inaccessible	60
Tableau 51 : les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage courant	61
Tableau 52 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage service	61
Tableau 53 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher terrasse accessible	62
Tableau 54 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher terrasse inaccessible	62
Tableau 55 : Calcul des sections d'armatures longitudinales des poutrelles.	64
Tableau 56 : Vérification au cisaillement	65
Tableau 57 : Résultat de calcul de flèche	70
Tableau 58 : Tableau de ferrailage des poutrelles.	71
Tableau 59 : Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle type 2	77
Tableau 60 : Calcul des armatures principales.	82
Tableau 61 : Vérification des contraintes.	85
Tableau 62 : Ferrailage de palier intermédiaire.	89
Tableau 63 : Vérification de la flèche.	90
Tableau 64 : Les sollicitations de la poutre palière.	92
Tableau 65 : Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.	97
Tableau 66 : Calcul des armatures principales.	97
Tableau 67 : Vérification des contraintes.	100
Tableau 68 : Vérification de la flèche.	100
Tableau 69 : Combinaison d'action de l'acrotère.	111
Tableau 70 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	121
Tableau 71 : Période de vibration et taux de participation de la masse modale.	122
Tableau 72 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.	124
Tableau 73 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens	125
Tableau 74 : Vérification de l'effort normale réduit.	126
Tableau 75 : Vérification des déplacements.	127
Tableau 76 : Vérification a L'effet P- Δ	128
Tableau 77 : Ferrailage des poutres principales et secondaires	135
Tableau 78: Vérification des contraintes tangentielles	138
Tableau 79 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	139
Tableau 80 : Etat limite de compression du béton	139
Tableau 81 : Vérification de la flèche pour les poutres	140
Tableau 82 : Section de ferrailage des poutres.....	140
Tableau 83 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	143
Tableau 84 : Sollicitations dans les poteaux	145
Tableau 85 : Calcul des armatures longitudinales	147
Tableau 86 : Calcul des armatures transversales	148
Tableau 87 : Vérification du flambement pour les poteaux	149
Tableau 88 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	150
Tableau 89 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	151

Tableau 90 : Ferrailage des poteaux	152
Tableau 91 : Les moments résistants dans les poteaux.....	154
Tableau 92 : Les moments résistants dans les poutres	154
Tableau 93 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_x	158
Tableau 94 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1}	159
Tableau 95 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2}	159
Tableau 96 : Ferrailage des voiles au niveau des entresols	160
Tableau 97 : Ferrailage des voiles au niveau du 1er et 2eme étage.....	160
Tableau 98 : Ferrailage des voiles au niveau du 3eme et 4eme étage	161
Tableau 99 : Ferrailage des voiles au niveau du 5eme et 6eme étage	163
Tableau 100 : Ferrailage des voiles du 7eme et 8eme étage.....	163
Tableau 101 : Calcul des sollicitassions	170
Tableau 102 : Ferrailage de la poutre de rigidité	170
Tableau 103 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	170
Tableau 104 : Augmentation des sections d'acier	171
Tableau 105 : Vérification des contraintes après augmentation des sections	171
Tableau 106 : calcul des sections d'armature	176
Tableau 107 : Vérification des contraintes pour le mur	178
Tableau 108 : Augmentation des sections d'armatures pour le mur	178
Tableau 109 : vérification des contraintes pour le mur après augmentation des sections d'armatures.....	178

ETUDE D'UN BATIMENT « R+7+3 entresols » à usage multiples, contreventé par un système mixte (voile-portique)

SAIDI Djamila – BELKAID Ouardia

RÉSUMÉ :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué de trois entresols, un rez-de-chaussée + 7 étages implanté dans la wilaya de Bejaia.

Cette étude se compose de quatre parties :

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, dalles Pleines et l'acrotère).
- La troisième partie se porte sur l'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 V14.2 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

En tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et les règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, RPA 99/2003,BAEL91.

