

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

BELAIDI Imen

BENALI Karima

Sujet du mémoire

***Influence du contreventement des voiles
sur l'étude d'un bâtiment à usage
multiple en (R+7)***

Soutenu publiquement le 18/06/2023 devant le jury composé de:

M. KERROUM	Nadir	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. DJEBLI	Benyagoub	Examineur
M. RABAHI	Abderezak	Examineur

Promotion: 2022-2023

Remerciement

Tout d'abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d'études.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Monsieur le professeur KRIM Abdallah d'avoir accepté notre encadrement. Aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département de génie civil.

Nous leur exprimons notre haute gratitude de nous avoir donné des conseils et des directives nécessaires pour l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous remercions également tous les ami (es) ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Imen et Karima

Dédicaces

A mon père et ma mère : Aucune dédicace ne saurait exprimer ma profonde gratitude et ma vive connaissance, et aucune dédicace ne pourra compenser les sacrifices que vous avez consentis pour mon bien être et mon bonheur

A ma sœur (Djahida) et tous mes frères (Amine et Massi)

*A toute la famille **BELAIDI***

A mes camarades et proche qui m'ont soutenu et aidé

A mes chers professeurs

Et à tous ceux qui m'aiment et ceux que j'aime

Imen

Dédicaces

*A **mon père**, que dieu lui fasse miséricorde et **ma mère** : Aucune dédicace ne saurait exprimer ma profonde gratitude et ma vive connaissance, et aucune dédicace ne pourra compenser les sacrifices que vous avez consentis pour mon bien être et mon bonheur*

*A tous, ma **sœur** et mon **frère***

*A tous mes deux familles **BENALI** et **BENASLA***

*A **mes camarades** et proches qui m'ont soutenu et aidé*

*A **mes chers professeurs***

Et à tous ceux qui m'aiment et ceux que j'aime

Karíma

ملخص

في هذه الأطروحة دراسة كاملة لبرج (بدروم + أرضي +07) للاستخدام السكني والتجاري (مستوى الطابق الأرضي) من في منطقة منخفضة الزلازل ، المنطقة RPA / V2003 الخرسانة المسلحة ، يقع في التيارات (قصر الشلال) المصنف حسب الأولى ، مع العلم أن المبنى منظم بواسطة نظام تقوية مختلط (إطارات + أشرعة) تتوافق الدراسة مع قواعد الزلازل الجزائرية 99 المعدلة في 2003 ، وقد تم تحديد الأبعاد وتقوية العناصر وفقاً لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93) ، من خلال تطبيق BAE91.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة ، تقوية مختلطة ، نمذجة ، دراسة زلزالية

Abstract

In this thesis, a completed study of a tower (basement + ground floor +07) for residential and commercial use (at ground floor level) in reinforced concrete, located in Tiaret (Ksar Chellala), which is classified according to the RPA/V2003 in a zone of low seismicity, Zone I. Knowing that the building is structured by a bracing system (frames + sails). The study complies with the Algerian seismic rules 99 modified in 2003. The dimensioning as well as the reinforcement of the elements were done in accordance with the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), by applying the BAE91. Using ETABS software, the dynamic study was done perfectly.

Keywords: Reinforced concrete, Bracing, Modeling, Seismic study.

Résumé

Dans ce mémoire, une étude achevée d'une tour (sous-sol + RDC +07) à usage d'habitation et commercial (au niveau du RDC) en béton armé, implantée à Tiaret (Ksar Chellala), qui est classée selon le RPA/V2003 dans une zone de sismicité faible, Zone I. Sachant que le bâtiment est constitué par un système de contreventement (portiques + voiles). L'étude est conformée aux règles parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003, Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAE91. A l'aide de logiciel ETABS, l'étude dynamique a été faite parfaitement.

Mots Clés: Béton armé, Contreventement, Modélisation, Etude sismique.

Liste des figures

Chapitre I:

Figure I. 1. Plancher à corps creux.....	18
Figure I. 2. Plancher à dalle pleine.....	19
Figure I. 3. La terminologie des escaliers.....	20
Figure I. 4. La maçonnerie de l'extérieur vers l'intérieur.....	21
Figure I. 5. L'acrotère.....	22
Figure I. 6. Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	24
Figure I. 7. Diagrammes déformations –contraintes de béton.....	25
Figure I. 8. Diagramme déformations – contraintes.....	27
Figure I. 9. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	29

Chapitre II:

Figure II. 1. Cinfigrations d'un plancher corps creux.....	33
Figure II. 2. Coupe d'un plancher terrasse.....	33
Figure II. 3. Coupe d'un plancher étage courant.....	34
Figure II. 4. Murs extérieurs.....	34
Figure II. 5. Murs intérieurs.....	35
Figure II. 6. Surface afférente du poteau.....	37
Figure II. 7. Coupe de voile en élévation.....	40

Chapitre III:

Figure III. 1. Acrotère.....	43
Figure III. 2. Ferrailage acrotère.....	48
Figure III. 3. Schéma statique montrant les charges que subit le balcon.....	49
Figure III. 4. Ferrailage du balcon.....	52
Figure III. 5. Schéma d'un ascenseur.....	53
Figure III. 6. Répartition des charges.....	57
Figure III. 7; Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	57
Figure III. 8. Moments de la dalle.....	59
Figure III. 9. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	69
Figure III. 10. Schéma des escaliers.....	70
Figure III. 11. Schéma statique (KN/ml) à L.E.L.U.....	72
Figure III. 12. Schéma statique (KN/ml) à L.E.L.S.....	73
Figure III. 13. Représentation du ferrailage de l'escalier.....	76
Figure III. 14. Ferrailage de la poutre brisée.....	78

Chapitre IV:

Figure IV. 1; Schéma des poutrelles.....	81
Figure IV. 2. Diagramme des moments fléchissant.....	87
Figure IV. 3. Diagramme des efforts tranchants.....	87
Figure IV. 4. Géométrie de la poutrelle.....	89
Figure IV. 5. Notations utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T.....	90
Figure IV. 6. Dessin de ferrailage des poutrelles (RDC).	96
Figure IV. 7. Diagramme des moments fléchissant.....	99
Figure IV. 8. Diagramme des efforts tranchants.....	99
Figure IV. 9. Géométrie de la poutrelle.....	101
Figure IV. 10. Notations utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T.....	102
Figure IV. 11. Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant).	108
Figure IV. 12. Section de calcul(2).	109

Figure IV. 13. Dessin de ferrailage des poutrelles (terrasse).....	115
Figure IV. 14. Ferrailage de la dalle de compression	115

Chapitre V:

Figure V. 1. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 ».....	119
--	-----

Chapitre VI:

Figure VI. 1. Schéma de ferrailage des poutres.....	143
Figure VI. 2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	152
Figure VI. 3. Type de voile.....	155
Figure VI. 4. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	157
Figure VI. 5. Disposition du ferrailage du voile.	158

Chapitre VII:

Figure VII 1. Schéma de voile périphérique	162
Figure VII 2. Disposition du ferrailage de voile périphérique.	166
Figure VII 3. Schéma du panneau le plus défavorable	170
Figure VII 4. Ferrailage de poutre libage	174

Liste des tableaux

Chapitre I:

Tableau I 2.Règle des trois pivots.....	23
Tableau I 2.Règle des trois pivots.....	28

Chapitre II:

Tableau II 1.Dégression des charges d'exploitation.....	36
Tableau II 2.Choix des sections des poteaux rectangulaires.....	40
Tableau II 3.Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	41

Chapitre III:

Tableau III 1.charge permanente du balcon.....	48
Tableau III 2.Poids des composants de l'ascenseur.....	54
Tableau III 3.Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	58
Tableau III 4.Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	64
Tableau III 5.Descente des charges de la volée.....	71
Tableau III 6.Descente des charges du palier.....	72

Chapitre IV:

Tableau IV 1.Récapitulatif des résultats obtenus.....	88
Tableau IV 2.Récapitulatif des résultats obtenus.....	100

Chapitre V:

Tableau V.1.Périodes associées à la catégorie de site.....	121
Tableau V.2.Pourcentage d'amortissement critique.....	122
Tableau V. 3.Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	123
Tableau V. 4.détermination (Wt) au niveau de la terrasse.....	124
Tableau V. 5.détermination (W) au niveau de 6eme et 5eme étage.....	125
Tableau V. 6.détermination (W) au niveau de 2eme et 3eme et 4eme étage.....	125
Tableau V. 7.détermination (W) au niveau de 1er étage.....	126
Tableau V. 8.détermination (W) au niveau de RDC.....	126
Tableau V. 9.participation modale.....	128
Tableau V. 10.Evaluatin des excentricités.....	129
Tableau V. 11.les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	130

Chapitre VI:

Tableau VI 1.Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive.....	137
Tableau VI 2.Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	138
Tableau VI 3.Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive.....	138
Tableau VI 4.Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires.....	138
Tableau VI 5.Armatures minimales pour les poteaux.....	144
Tableau VI 6.Sollicitations du premier genre.....	145
Tableau VI 7.Sollicitations du deuxième genre.....	145
Tableau VI 8.Ferrailage des Poteaux.....	151

Listes des symboles

E.L.S	Etat limite de service
E.L.U.R	Etat limite ultime de résistance
C^{te}	Valeur constante
A_s	Section d'aciers
A_s'	Section d'aciers comprimés
A_{mx}, A_{min}	Section d'acier maximale et minimale
A.N	Axe neutre
A_s	Armatures supérieures
A_t	Section d'un cours d'armatures transversales
B_r	Section réduite
B_o	Section homogène totale
E_s	Module d'élasticité
F_{bc}	Résultante des efforts de compression dans le béton
G	Action permanente
I_o	Moment d'inertie de la section totale homogène
M_a	Moment sur appui
M_{Ser}	Moment fléchissant à L'E.L.S
M_U	Moment fléchissant à L'E.L.U.R
$M_{\hat{x}}$	Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé
M_{oy}	Moment fléchissant au centre d'un panneau d'une dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A_{l_y}
N_{Ser}	Effort normal de service
N_u	Effort normal ultime
P_{Ser}	Charge concentrée appliquée à L'E.L.S
P_u	Charge concentrée appliquée à L'E.L.U.R
V_u	Effort tranchant à L'.L.U.R
a	Plus petite dimension d'une section transversale
a-b	Dimensions en plan d'un poteau
B	Largeur d'une table de compression
b_o	Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T
b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	Hauteur utile d'une section
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours

f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton à 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	Hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$n = 15$	Coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

Introduction générale

Introduction générale

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un tour implanté dans une zone de sismicité faible, comportant un RDC + 07 + sous-sol, dont le système de contreventement est assuré par des voiles .et des portiques.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Le premier chapitre consiste à la présentation du projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés;
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tels que les voiles, les planchers, les portiques) et la descente de charges;
- Le calcul des éléments secondaire (acrotère, escaliers et balcons) fait l'objet du 3ème chapitre;

- Le quatrième chapitre portera sur l'étude du plancher de la structure;
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude au séisme de la structure, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de tour sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le sixième chapitre;
- Le septième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera ce travail par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre I:
Présentation de l'ouvrage
et hypothèses de calcul

I.1 INTRODUCTION.

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

Ce projet porte sur l'étude d'une structure a usage d'habitation et commercial, l'ouvrage sera implanté à TIARET (Ksar chellala) qui est classée comme zone de faible sismicité (*Zone 1*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien "*RPA 99 version 2003*"

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

Le bâtiment se compose de :

- un sous-sol a usage parking.
- Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 7^{ème} étage à usage d'habitation avec 4 logements F4.
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

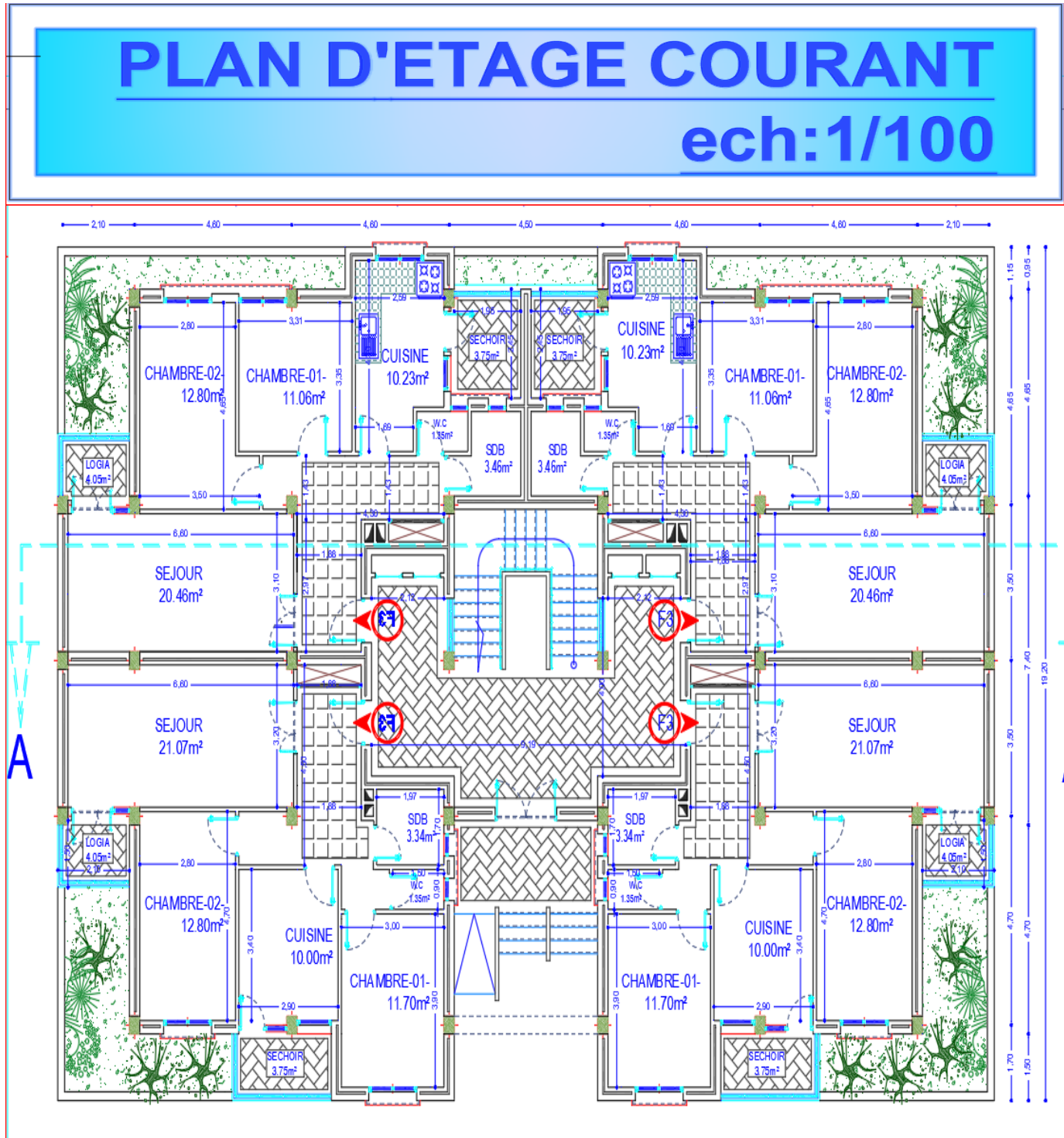
L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan.

Dimensions en élévation :

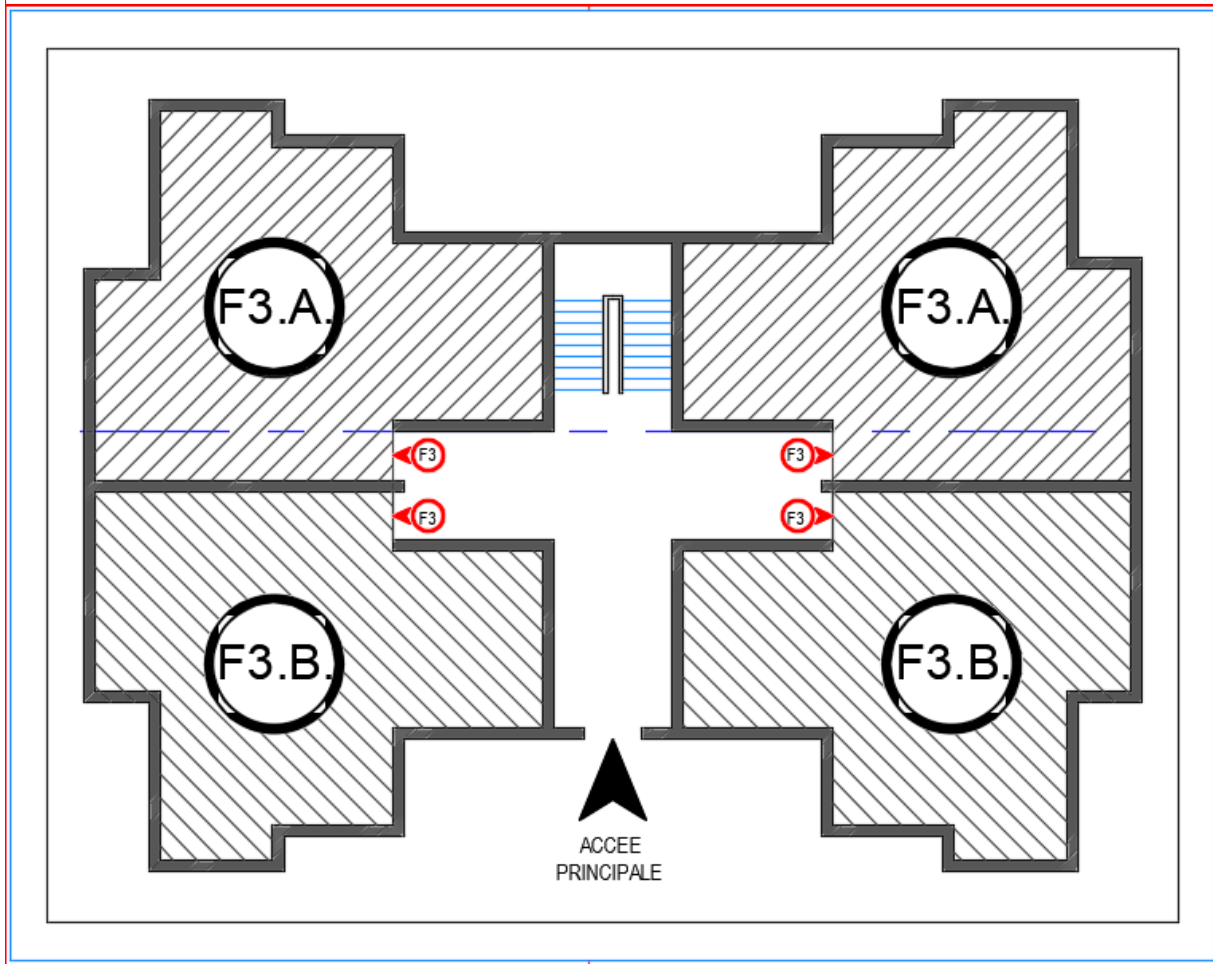
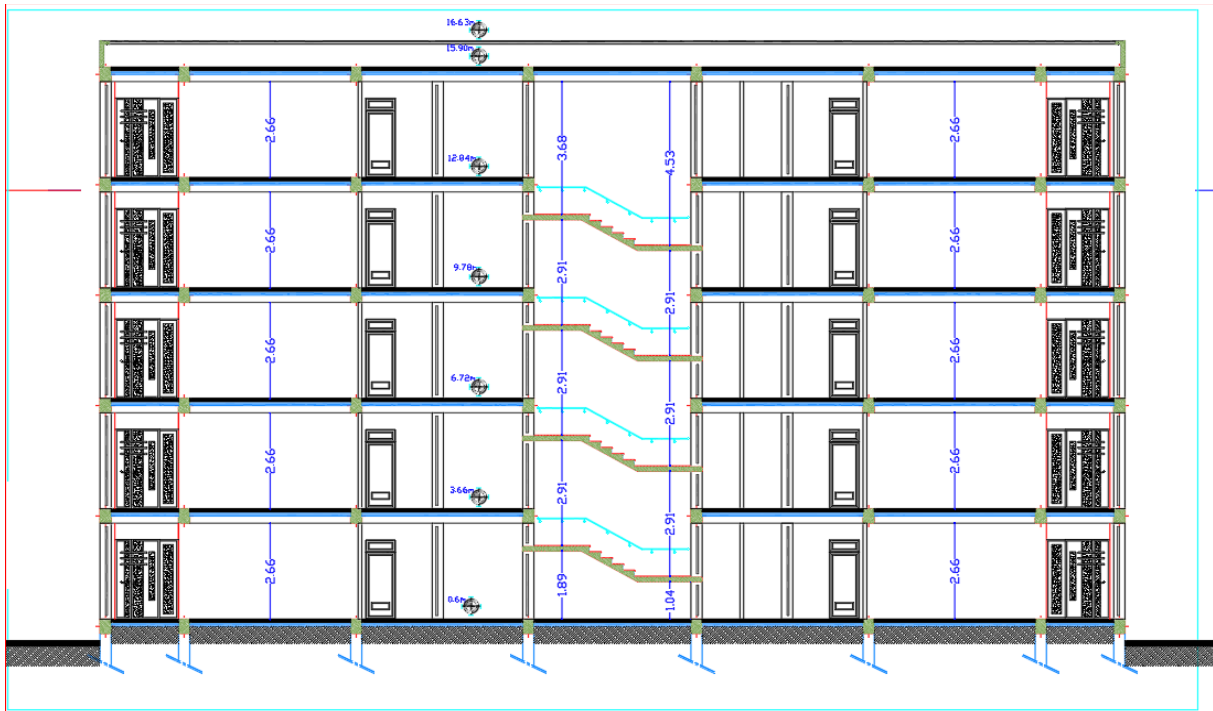
- Hauteur totale du bâtiment.....28.50 m
- Hauteur du sous-sol.....3,00 m
- Hauteur de l'étage courant3.06 m
- - Hauteur RDC du bâtiment.....4.08m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan 19.20m
- Largeur totale en plan..... 27.39 m



COUPE A-A...ech:1/100



I.3. La régularité en plan et en élévation (RPA 99/version 2003) :**I.3.1. La régularité en plan :**

$$\text{I} \quad \frac{l_x}{L_x} = \frac{2.10}{27.39} = 0.08 < 0.25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{II} \quad \frac{l_y}{L_y} = \frac{4.65}{19.20} = 0.24 < 0.25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{III} \quad 0.25 < \frac{L_x}{L_y} < 4 = \frac{27.39}{19.20} = 0.25 < 1.43 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

I.3.2. La régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{27.39}{27.39} = 1 > 0.67 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la structure est classée comme une structure régulière.

I.4. Conception de la structure du bâtiment :**1) Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

2) Plancher :

Est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux ...). Selon ces critères nous avons opté pour deux types de planchers :

- Plancher dalle pleine
- Plancher corps creux

a) Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

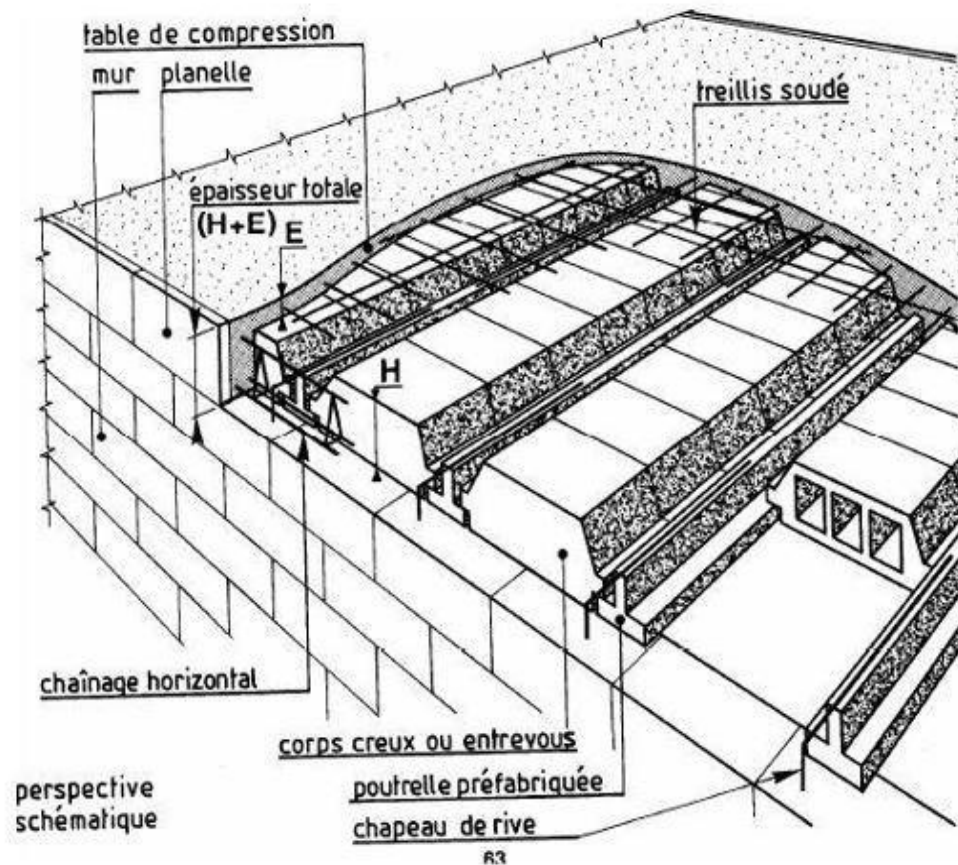


Figure I. 1. Plancher à corps creux

b) Planchers dalle pleine :

Ce sont des planchers réalisés en béton armé d'une épaisseur de 12 cm à 15 cm, si les dimensions sont importantes on peut envisager des nervures pour supporter mieux les charges verticales.

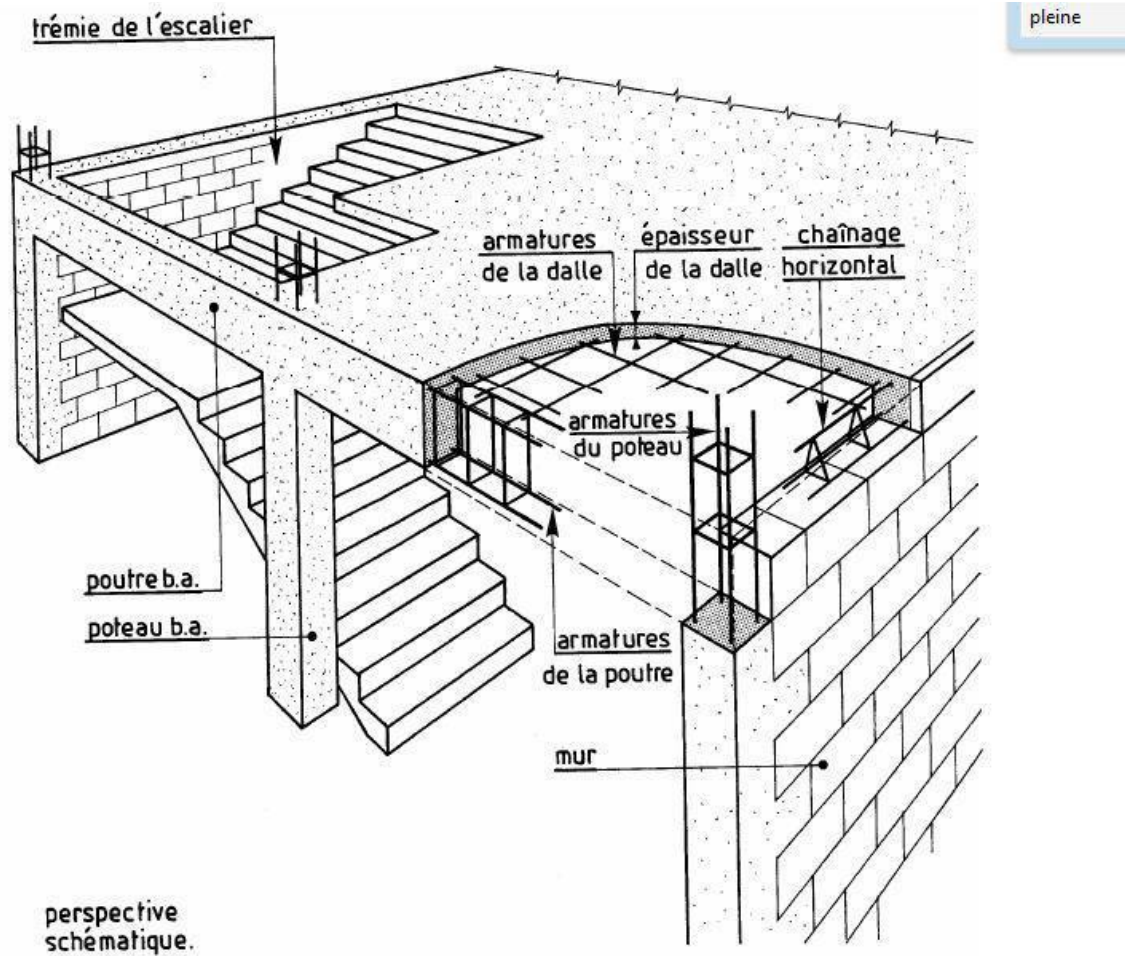


Figure I. 2/Plancher à dalle pleine.

3) Les escaliers :

Ce sont des éléments non-structuraux, constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

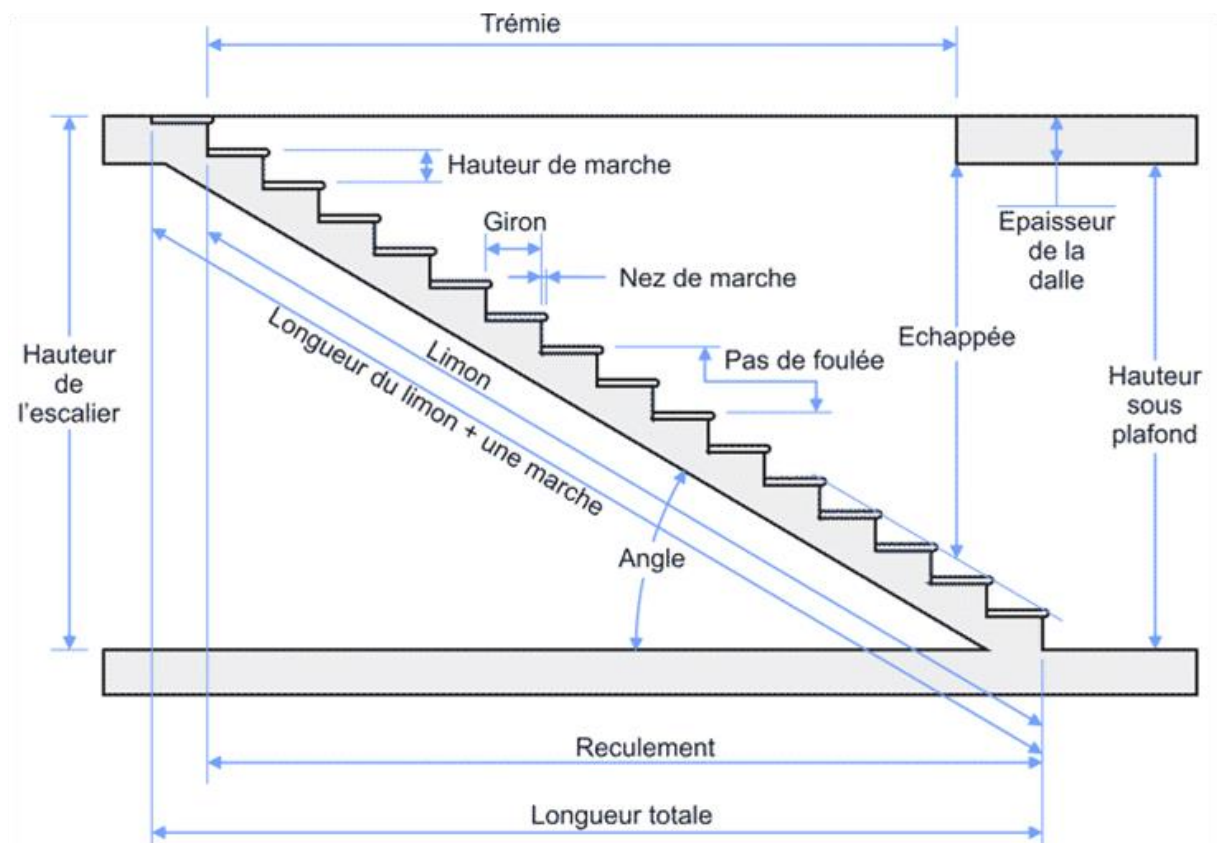


Figure I. 3. La terminologie des escaliers

4) Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

a) Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois de brique creuse 15 cm et de 10 cm, séparés par une lame d'air d'épaisseurs 5 cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

b) Murs intérieurs :

Constitue par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne.

c) Revêtements :

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs.

- Enduit en plâtre pour les planchers.
- Revêtement en plaque pour les escaliers (marche et contre marche).
- Revêtements en carrelage pour les planchers.

EXEMPLES DE DISPOSITIONS EN PIED DE MUR

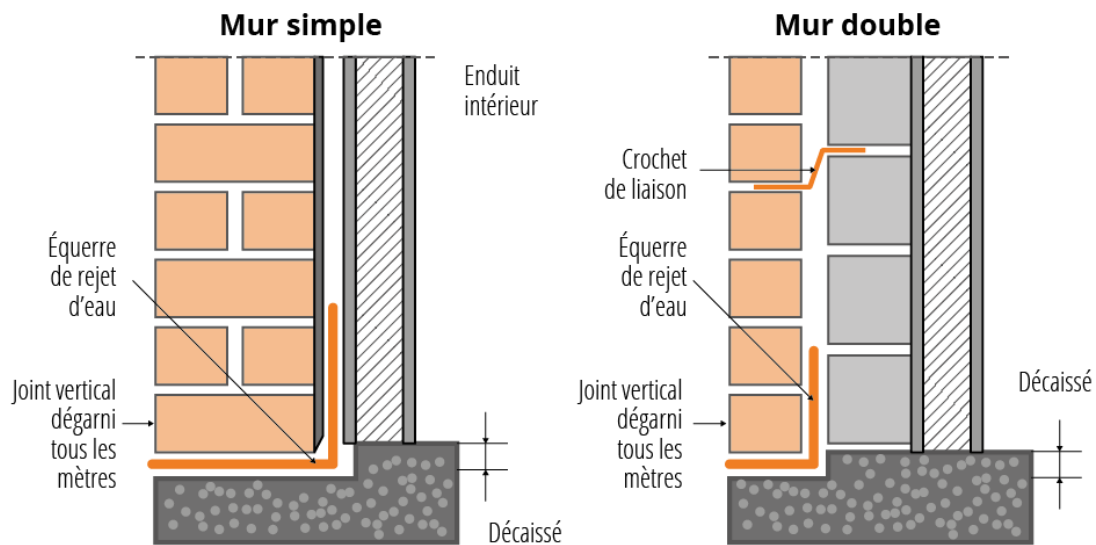


Figure I. 4. La maçonnerie de l'extérieur vers l'intérieur

5) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers

6) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

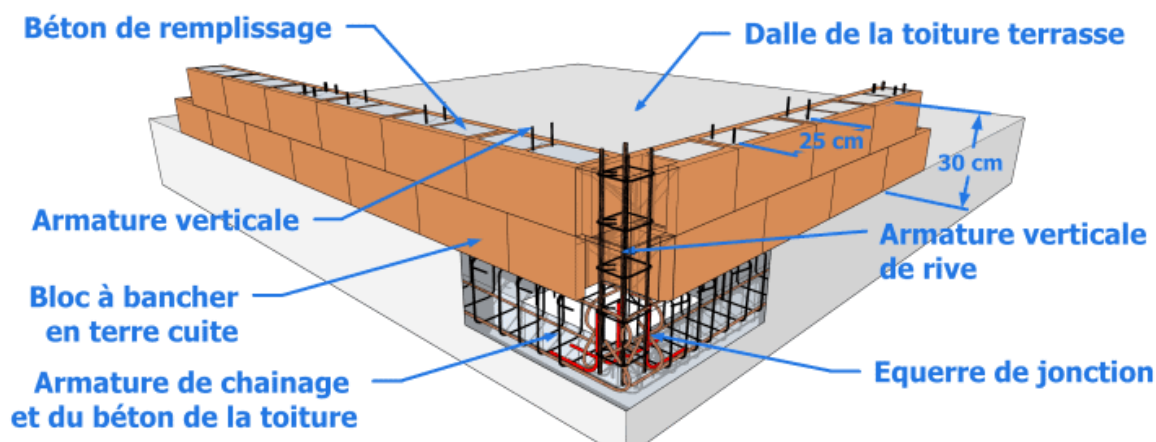


Figure I. 5.L'acrotère.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.5.1. Le Béton :

Le béton est un mélange d'agréments (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acide, etc....,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.

I.5.2. Dosage de béton :

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L. 91 et R.P.A99).

La composition d'un mètre cube (m³) de béton courant est comme suit :

Tableau I 1. Dosage et composition du béton

Composants	Gravier			
	15/25	Sable0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8sacs	175L
Poids (kg)	1200	600	400	175

I.6. Résistances mécaniques du béton :

I.6.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

- Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).
- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.6.2. Résistance à la Traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj, est conventionnellement définie par les relations :

$$\diamond ftj = 0,6 + 0,06fcj \quad \text{si } fc28 \leq 60\text{Mpa.}$$

$$\diamond ftj = 0,275(fcj)^{2/3} \quad \text{si } fc28 > 60\text{Mpa}$$

$$\blacksquare f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

I.6.3. La Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

a) Etat limite ultime ;

- Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

b) Etat limite de service ;

- Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs)

I.7. Déformation et contraintes de calcul :**I.7.1 Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit :

« Parabole–rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a) Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les

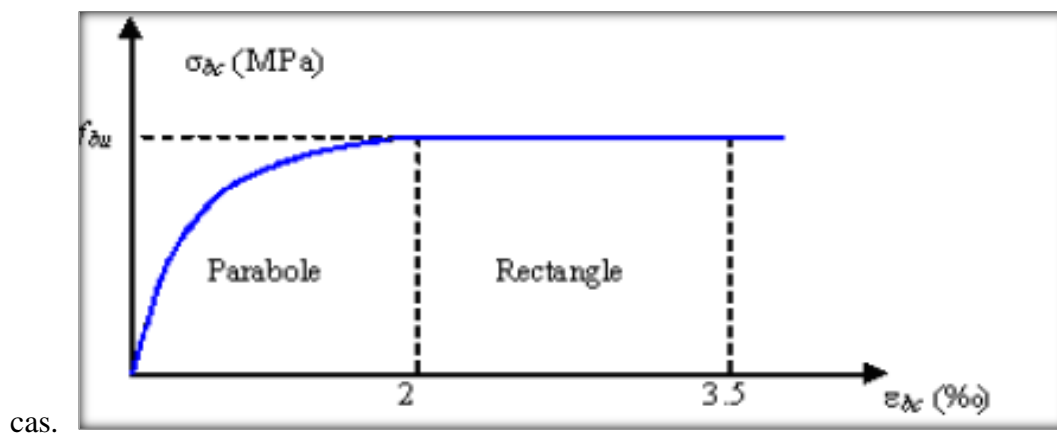


Figure I. 6. Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

Avec :

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression
- f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%$
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- γ_b : Coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1,5$ cas générale

- $\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur éprouvettes.

b) Diagramme rectangulaire :

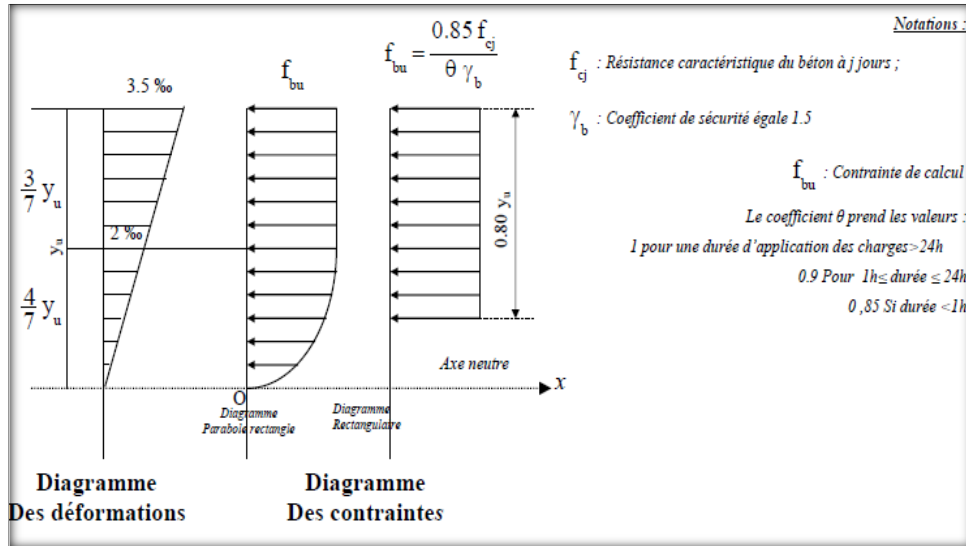


Figure I. 7. Diagrammes déformations – contraintes de béton

I.7.2. Contrainte admissible de cisaillement :

- $\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u . $\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$

Avec :

- b_0 : largeur de la pièce.
- d : hauteur utile.

I.7.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

a) -Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28}= 25 \text{ MPa}; E_{i28}= 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.7.4. Coefficient de poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de longueur L, a un effort de compression elle se produit un raccourcissement ΔL , d'où un raccourcissement relatif $(\Delta L/L)$. par contre

Une dimension transversale d de la section devient $(\Delta d+d)$. D'où un allongement relatif $(\Delta d/d)$.

On appelle : Coefficient de poisson ν le rapport

$$\nu = \text{Allongement relatif du côté de la section} / \text{Raccourcissement relatif longitudinalement}$$

Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu=0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu=0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.8. Les Aciers.

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel (f_e E 215, f_e E 235)
- Acier à haute adhérence (f_e E 400, f_e E 500)
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L f_e E500)
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s=200\ 000$ MPa

I.8.1. Diagramme déformation- contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes: $\gamma_s=1,15$ cas général; $\gamma_s=1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers F_e E400

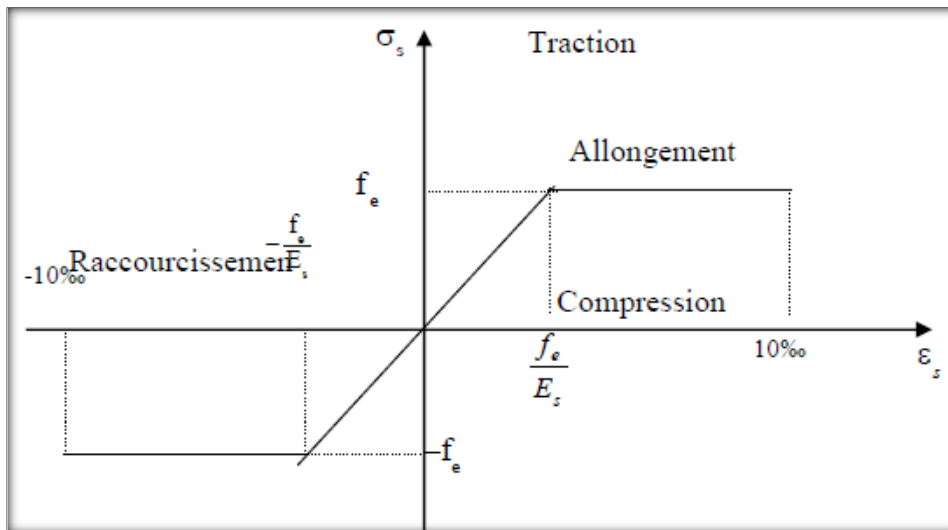


Figure I. 8. Diagramme déformations - contraintes

I.8.2. Contraintes limites de traction des armatures :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
 - ✓ Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa.
 - ✓ Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPA.
- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$

η : coefficient de fissuration.

-Poids volumique :

- Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ kN/m}^3$.
- Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ kN/m}^3$.
- Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ kN/m}^3$.

I.8.3. Etats limites.

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.8.3.1. E.L.U.R.

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.8.3.1.1. Hypothèses de calcul.

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composée. $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- -L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$

I.8.3.1.2. Règles des trois pivots.

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
 - Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I 2.Règle des trois pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

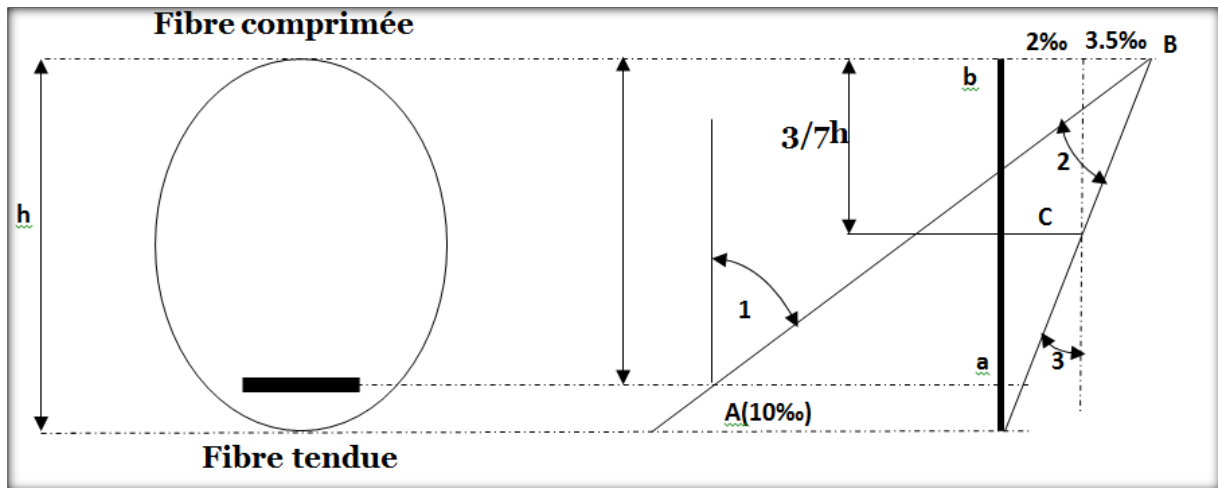


Figure I. 9. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

- Dans le domaine 01 le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10% de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5% de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2% du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $3/7$ de la hauteur total h de la section.

I.8.3.2.1. Hypothèses de calcul.

- ✓ Les sections droites avant déformation restent planes après déformation
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- ✓ Le béton tendu est négligé
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- ✓ -Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b = 15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I.8.3.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.**•Etat limite ultime.**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G+1,5Q$$

• Etat limite de service.

Combinaison d'action : $G+Q$

✓ -Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E: \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

Chapitre II:
Prédimensionnement
des éléments structuraux

II.1.Introduction.

Le Pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du BAEL91 et le RPA99/ version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

Ce chapitre consiste à maitre en position le pré dimensionnement des éléments suivants :

- Plancher.
- Voiles.
- Poutres.
- Poteaux.

II.2.Prédimensionnement des planchers.

II.2.1. Planchers corps creux.

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle decompression) qui présente les avantages suivants :

- ✓ Facilité de réalisation
- ✓ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- ✓ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- ✓ Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment

La plancher est fonction de l'épaisseur des poutrelles et pour cela on utilise une formule empirique pour la détermination de la hauteur du plancher :

$$\bullet \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

- L : La portée maximal entre nus d'appuis :
- h_t : Hauteur total du plancher (épaisseur de la dalle de compression +corps creux) :

$$L_{\max} = 4.3\text{m (entre nus).}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,50} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,50} = \frac{430}{22,5} = 19.11\text{cm}$$

D'après cette condition, on adopte un plancher d'une épaisseur de : $h_t = (16 + 4)$ cm

- 16 cm pour le corps creux.
- 4 cm pour la dalle de compression.

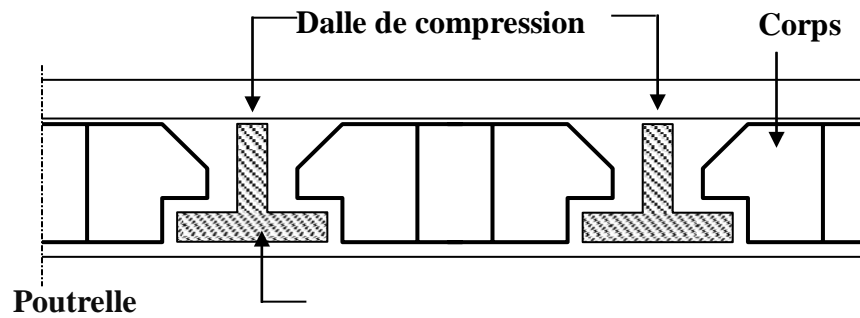


Figure II.1. Configuration d'un plancher corps creux

II.3. Evaluation des charges et surcharges.

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II. 3.1. Charges permanentes.

a) Plancher terrasse inaccessible (corps creux).

1. Protection en gravillon roulé (4 cm) :..... $4 \times 0.20 = 0.80 \text{ kN/m}^2$
2. Etanchéité multicouche (2 cm) :..... = 0.12 kN/m^2
3. Forme de pente en béton léger (5cm)..... = 0.90 kN/m^2 .
4. Asphalté coulé sablé (2.5cm) + polystyrène..... = 0.66 kN/m^2 .
5. Plancher en corps creux + dalle de compression (16+4)..... = 2.80 kN/m^2 .
6. Enduit en plâtre (2cm)..... $0.1 \times 2 = 0.20 \text{ kN/m}^2$.

$$G = 5.48 \text{ kN/m}^2$$

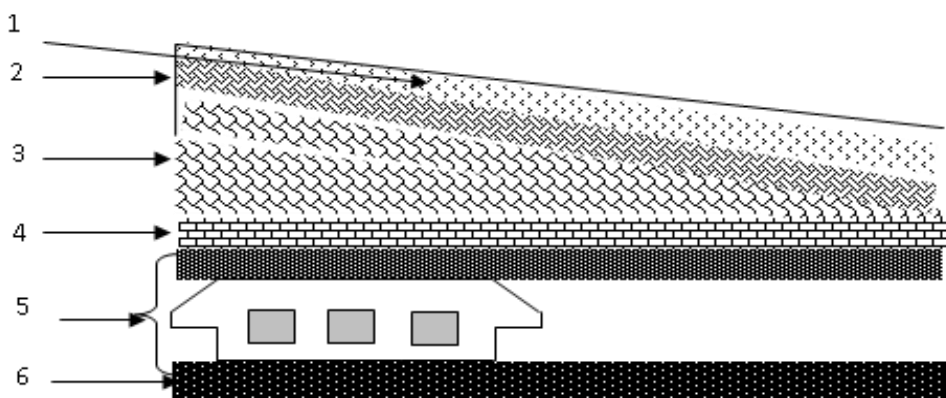


Figure II.2. Coupe d'un plancher terrasse

b) Plancher étage courant (corps creux).

1. Revêtement en carrelage (2cm)..... $2 \times 0.2 = 0.4\text{kN/m}^2$.
2. Mortier de pose (2cm)..... $2 \times 0.2 = 0.4\text{kN/m}^2$.
3. Sable fin pour mortier (2cm)..... $2 \times 0.17 = 0.34\text{kN/m}^2$.
4. Plancher en corps creux + dalle de compression (16 + 4)..... $= 2.80\text{kN/m}^2$.
5. Enduit en plâtre (2cm)..... $2 \times 0.1 = 0.20\text{kN/m}^2$.
6. Cloisons en brique creux (10cm)..... $= 0.90\text{kN/m}^2$.

$G = 5.06\text{kN/m}^2$.

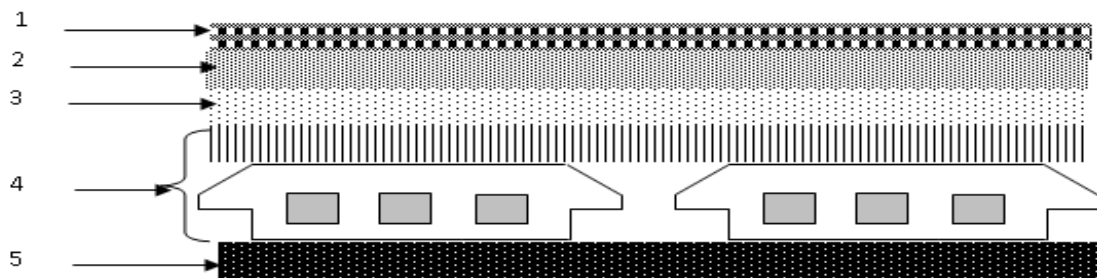


Figure II.3. Coupe d'un plancher étage courant

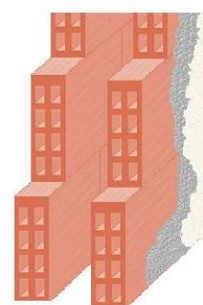
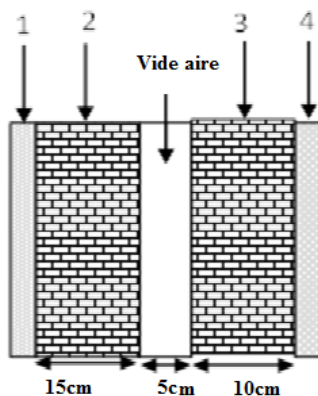
c) Murs de façade extérieurs.

1. Enduit extérieur en ciment (2cm)..... $= 0.36\text{kN/m}^2$.
2. Paroi en briques creuses (15cm)..... $= 1.30\text{kN/m}^2$
3. Paroi en brique creuses (10cm)..... $= 0.90\text{kN/m}^2$.
4. Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)..... $= 0.27\text{kN/m}^2$.

$G = 2.83\text{kN/m}^2$.

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et des fenêtres). On obtient:

$G = 2.83 \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26\text{kN/m}^2$.



Mur double cloison

Figure II.4. Murs extérieurs

d. Murs intérieurs.

1. Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) := 0.15kN/m²
2. Briques creuses (10 cm) := 0.90kN/m²
3. Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) := 0.15kN/m²

G = 1.20kN/m²

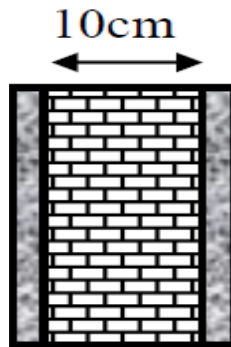
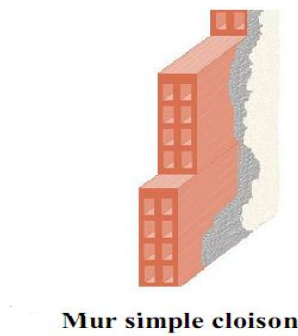


Figure II.5. Murs intérieurs

II. 3.2. Charges d'exploitation.

- Surcharge du plancher terrasse inaccessible.....Q= 1.00kN/m²
- Surcharge du plancher étage courant (1étage au 7^{ème} étage).....Q=1.50kN/m²
- Surcharge du plancher étage courant (RDC).....Q=4.00kN/m²

II.4.Evaluation des charges et surcharges.

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit Q₀ la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et Q₁, Q₂, Q₃, Q_n les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse Q₀
- Sous étage 1 Q₀ + Q₁.
- Sous étage 2 Q₀ + 0,95 (Q₁ + Q₂).
- Sous étage 3 Q₀ + 0,90 (Q₁ + Q₂ + Q₃).
- Sous étage 4 Q₀ + 0,85 (Q₁ + Q₂ + Q₃ +
- Q₄).
- Sous étage n Q₀ + $\frac{3+n}{2n}$ (Q₁ + Q₂ +
- +Q_n) Pour n ≥ 5

Tableau II 1.Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	Charge (kN/m ²)
Terrasse	$N_{q0} = 1.00$	1
07	$N_{q1} = q0 + q1$	2.5
06	$N_{q2} = q0 + 0.95 (q1 + q2)$	3.85
05	$N_{q3} = q0 + 0.9 (q1 + q2 + q3)$	5.05
04	$N_{q4} = q0 + 0.85 (q1 + q2 + q3 + q4)$	6.1
03	$N_{q5} = q0 + 0.8 (q1 + q2 + q3 + q4 + q5)$	7
02	$N_{q6} = q0 + 0.75 (q1 + q2 + q3 + q4 + q5 + q6)$	7.75
01	$N_{q7} = q0 + 0.71 (q1 + q2 + q3 + q4 + q5 + q6 + q7)$	8.45
RDC	$N_{q8} = q0 + 0.69 (q1 + q2 + q3 + q4 + q5 + q6 + q7 + q8)$	9.97
Sous-sol	$N_{q9} = q0 + 0.67 (q1 + q2 + q3 + q4 + q5 + q6 + q7 + q8 + q9)$	13.06

II.5. Pré dimensionnement des poutres.

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale $L_{max} = 4.70$.
- Poutre secondaire $L_{max} = 4.60$.

II.5.1. Poutres principales.

$L_{max} = 4.70$ m

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{470}{15} \leq ht \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33 \leq ht \leq 47 \rightarrow ht = 45\text{cm} \\ 12.15 \leq b \leq 16.20 \rightarrow b = 30\text{cm} \quad \rightarrow d = 0.9 \times ht = 40.5\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.50 \leq 3 \end{array} \right.$$

- **Vérification : R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1.5 \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30 x 45) cm²**

II.5.2. Poutres secondaires.

$$L_{\max} = 4.60 \text{ m}$$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{460}{15} \leq ht \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30.67 \leq ht \leq 46 \rightarrow ht = 35 \text{ cm} \\ 9.45 \leq b \leq 12.60 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow d = 0.9 \times ht = 31.5 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 3 \end{array} \right.$$

- **Vérification : R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1.16 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires (**30 x «35» cm²**)

II.6. Pré dimensionnement des poteaux.

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas, Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.6.1. La surface afférente du poteau.

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre:

$$S = (2.3 + 2.3) \times (1.75 + 2.35)$$

$$S = 18.86 \text{ m}^2.$$

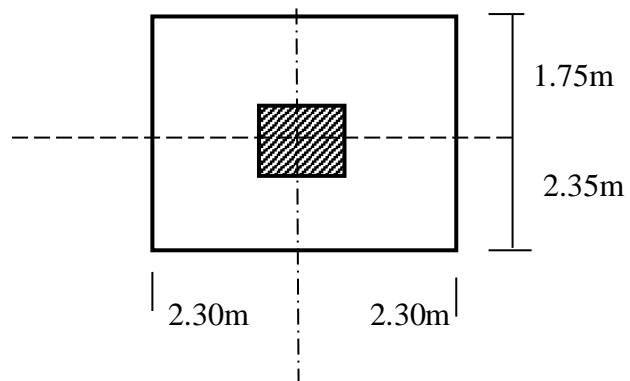


Figure II.6. Surface afférente du poteau

II.6.2. Les efforts de compression due aux charges permanentes NG.

$$G_{\text{terrasse}} \times S = (5.48 \times 18.86) = 103.35 \text{ KN.}$$

$$G_{(\text{RDC+E.courante})} \times n \times S = (5.06 \times 7 \times 18.86) = 668.02 \text{ KN.}$$

- **Majoration des efforts.**

On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1.1 (103.35 + 668.02) = 848.507 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1.1 (18.86 \times 13.06) = 270.942 \text{ KN.}$$

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 848.507) + (1.5 \times 270.942) = 1551.897 \text{ KN.}$$

II.6.3. Détermination de la section du poteau (a. b).a) **Détermination de "a".**a.1) **Vérification de flambement.**

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

L_f: Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B: Section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement

On a:

$$L_0 = 4,08 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m} = 285.6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285.6}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{285.6}{0,289 \times 50} = 19.76 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45 cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{285.6}{13,05} = 21,88 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de "b".

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 25MPa; f_e = 400MPa; \gamma_b = 1,5; \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

- B_r : Section réduite

$$r = (45 - 2)x (b - 2) = 43 x (b - 2) \text{ cm}^2$$

- A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (I) Tiaaret}$$

$$A_s = 0,9\% [43(b - 2)] = 0,301(b - 2) \text{ cm}^2$$

- α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{18,45}{35}\right)^2} = 0,79 \quad \Rightarrow \quad N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2) \cdot 25 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,301(b-2) \cdot 400 \cdot 10^2}{1,15} \right]$$

d'où : $b \geq 19,80 \text{ cm}$

On prend : $b = 45\text{cm}$

c) Vérification des conditions du « RPA99 version 2003 ».

$$\begin{cases} \min(a ; b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \min(a ; b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc, On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée ($a=b$) = **(45x45) cm²**

Tableau II 2.Choix des sections des poteaux rectangulaires

Niveau	(a x b) cm ²
7	(35 x 35)
6	(35x 35)
5	(35 x 35)
4	(40 x 40)
3	(40x 40)
2	(40 x 40)
1	(45 x 45)
RDC	(45x 45)
Sous-sol	(45x 45)

II.7. Pré dimensionnement des voiles.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le « **RPA99 version 2003** » article **7.7.1** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

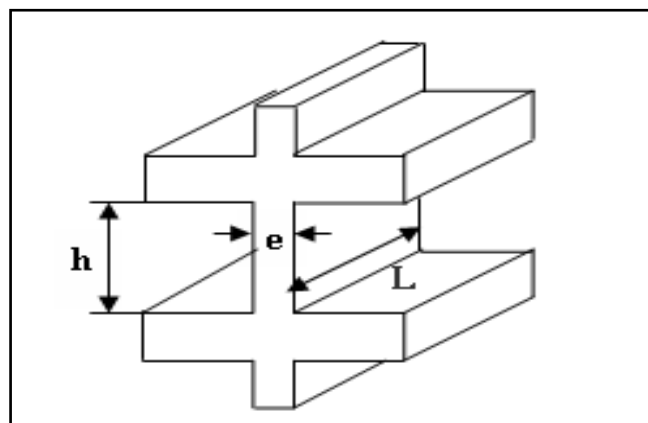


Figure II.7. Coupe de voile en élévation

a. Rez de chaussée.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{408}{22} \rightarrow e \geq 18.55 \text{ cm}$$

b. Sous-sol.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{300}{22} \rightarrow e \geq 13.63 \text{ cm}$$

c. Etage courant.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13.91 \text{ cm}$$

Avec:

L: Longueur du voile

e: Epaisseur du voile

h_e: Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur e = 20 cm.

d. Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau II 3. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section des poutres secondaires (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)	Section des poutres principales (cm ²)
S-sol	45 x 45	30 x 35	20	30 x 45
RDC	45 x 45	30 x 35	20	30 x 45
01	45 x 45	30 x 35	20	30 x 45
02	40 x 40	30 x 35	20	30 x 45
03	40 x 40	30 x 35	20	30 x 45
04	40 x 40	30 x 35	20	30 x 45
05	35 x 35	30 x 35	20	30 x 45
06	35 x 35	30 x 35	20	30 x 45
07	35 x 35	30 x 35	20	30 x 45

Chapitre III:
Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales. Est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

L'acrotère a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde corps.
- ✓ Entretien des façades.

• Dimensions :

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

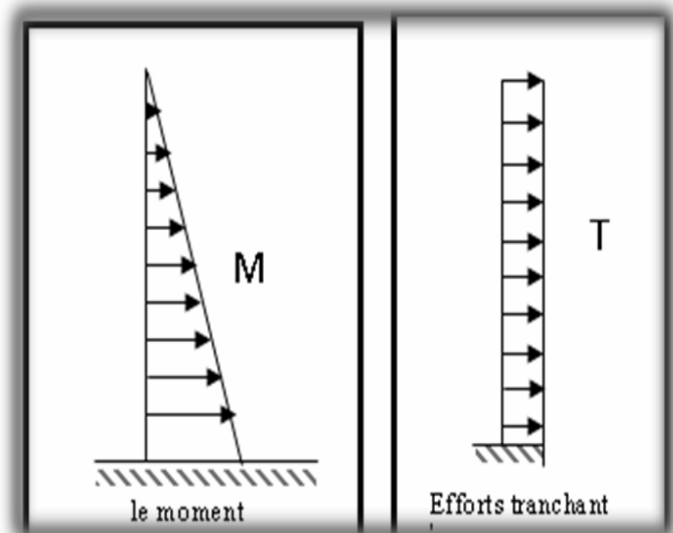
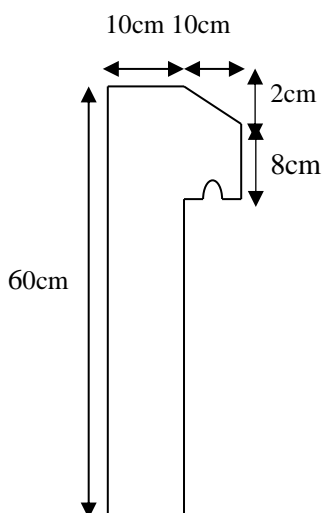


Figure III.1. Acrotère

III.1.2. Calcul des sollicitations :**a) Poids propre.**

$$S = \left[\frac{(0,02 \times 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,08) + (0,6 \times 0,1) \right] = 0,069 m^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,725 KN/ml$$

b) Surcharge.

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00 KN/m$

• **Effort normal.**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 KN/ml = 2,33 KN/ml$$

$$N_{ser} = 1,725 KN/ml$$

• **Moment de flexion.**

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 KN.m$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,60 KN.m$$

• **Effort tranchant.**

$$T = Q = 1 KN$$

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 KN$$

$$T = T = 1 KN$$

c) Enrobage.

Vu que la fissuration est très préjudiciable

On prend $C = C' = 2 cm$

d) L'excentricité.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,33} = 0,39 m$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 m < 0,39 m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

e) Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée.

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,33 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98 KN.m$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,33 - 0,98 = -0,82 KN.m$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,33 - 0,98 = -0,82 KN.m$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1$$

$$= 24,79 \text{KN.m}$$

$$-0,82 \text{KN.m} < 24,79 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire
 $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

III.1.3. Calcul du ferrailage à l'E. L.U:

$$M_u = 0,98 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0085$$

III.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = 0,0085 \rightarrow \beta = 0,956$$

On calcul :

a) Flexion simple.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,956} = \frac{0,23 \text{cm}^2}{\text{ml}}$$

b) Flexion simple.

$$A_{fs} = A_{fs} - \frac{M_u}{\sigma_s \times 100} = 0,32 - \frac{2,33 \times 10^3}{348 \times 100} = \frac{0,25 \text{cm}^2}{\text{ml}}$$

III.1.3.2. Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,725 \text{ KN /ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,725} = 0,35 \text{m} \rightarrow 35 \text{cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{cm}$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{d \times b \times f_{c28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} \times 0,185d} \times 0,23$$

$$= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,09}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,008 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopte: $4\phi 6$ p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi 6$ p.m

III.1.4. Vérification des contraintes (ELS) :**a) Moment de service.**

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + h/2) = 1.725(0.35 - 0.02 + 0.10/2) \\ = 0.483 \text{ kn.m}$$

b) Position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta A_s(d - y_1) = 0 \rightarrow 50y_1^2 + 16,15y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,91 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie.

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100(1,91)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,91)^2 \\ I = 1084,31 \text{ cm}^4$$

d) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} .

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{483}{1084,31} \times 1,91 = 0,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} .

Pour une Fissuration préjudiciable, on a

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Avec.

η : coefficient de fissuration pour HA

$$\varphi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{483}{1084,31} (9 - 1,91) = 47,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 47,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

f) Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

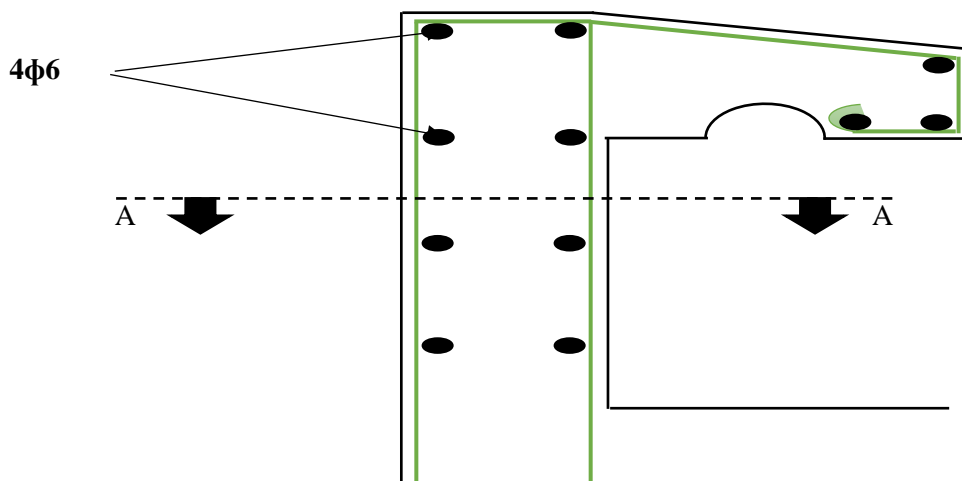
III.1.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D’après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,725 = 0,442 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

III.1.6. Schéma de ferrailage :



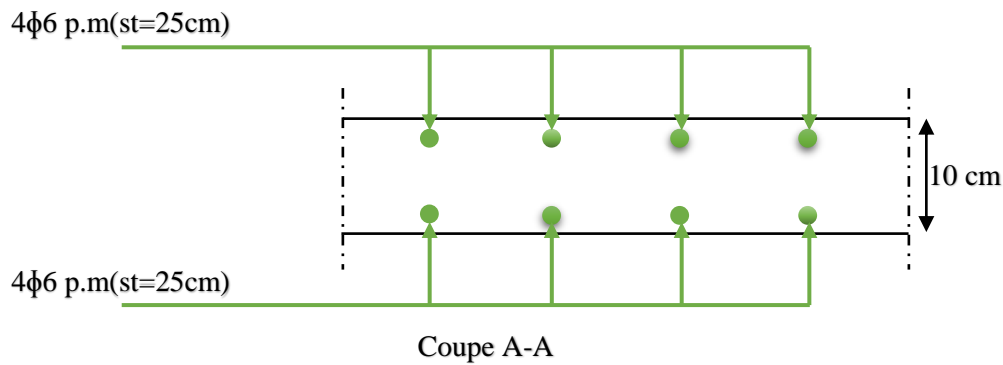


Figure 0.2. Ferrailage acrotère.

III.2. Les balcons :

III.2.1. Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;

Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

III.2.2. Etude des charges et des sollicitations :

a) Décente des charges :

Tableau III 1. charge permanente du balcon

Revêtement en carrelage	0.4 KN/m ²
Mortier de pose(2cm)	0.4 KN/m ²
Lit de sable fin	0.36 KN/m ²
Dalle pleine (15cm)	3.75 KN/m ²

$$G=5.11\text{KN/ml} \quad Q=3.5\text{KN/ml}$$

b) Charge surfacique et linéaire :• **Charge surfacique.**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2$$

• **Charge linéaire.**

$$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.1. Calcul de la charge concentrée :**a) Poids propre du mur.**

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$P_{u \text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ Kn}$$

$$P_{s \text{ mur}} = 1,43 \text{ KN}$$

b) Poids de l'enduit en ciment.

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

$$P_{u \text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ Kn}$$

$$P_{s \text{ enduit}} = 0,4 \text{ KN}$$

c) Charges totales.

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ Kn}$$

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max.

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,5^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,5) = -17,37 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,15 \times 1,50) + 2,47 = 20,70 \text{ Kn}$$

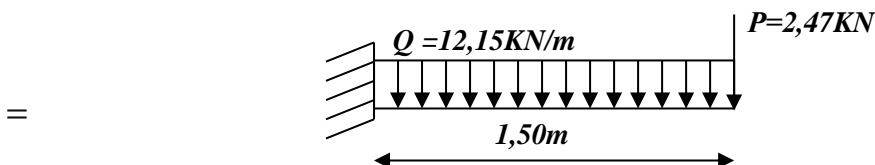


Figure III.3. Schéma statique montrant les charges que subit le balcon

III.2.3. Le ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,37 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,067 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9655$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,37 \times 10^3}{0,9655 \times 13,50 \times 348} = 3,82 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On prend 5T10, et $A_{adp} = 3,93 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.4. Les vérifications :**a) Condition de non fragilité.**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{20,70 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration très préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'existe pas La reprise de bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence.

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,70 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 1,09 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

$\mu = 3,14 \text{ cm}$ Périmètre d'armatures tendues

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S.

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,5^2}{2} - (1,43 \times 1,5) = -11,83 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \rightarrow y_2 = 4,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie .

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + ((15 \times 5,65)(13,50 - 4,01)^2) = 9781,97 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{11,83 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 4,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11,83 \times 10^3}{9781,97} \times (13,50 - 4,01) = 172,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172,15 \text{ MP} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche.

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

• Détermination du centre de gravité.

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 5,65 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)}$$

$$= 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie.**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 =$$

$$= \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (13,50 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche.**

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,5^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31012,84} \times \left[\frac{8,61 \times 1,5}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,071 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,071 \text{ cm} < F_{adm} = 0,6 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.5. Schéma de ferrailage :

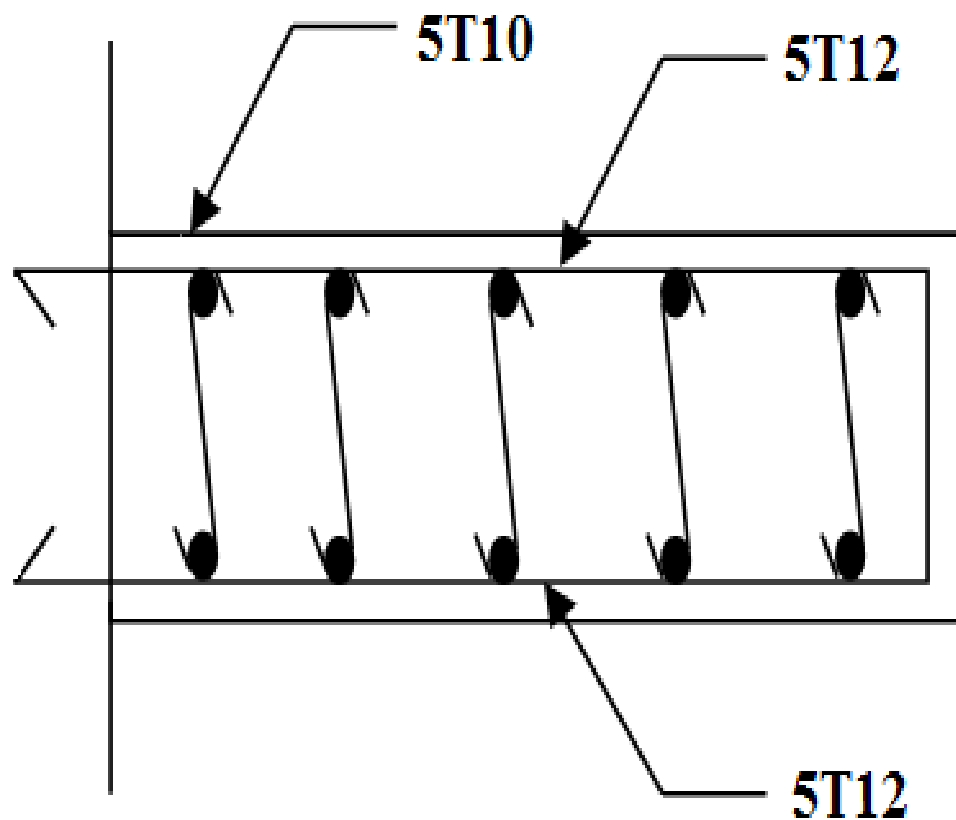


Figure III.4. Ferrailage du balcon.

III.3. L'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

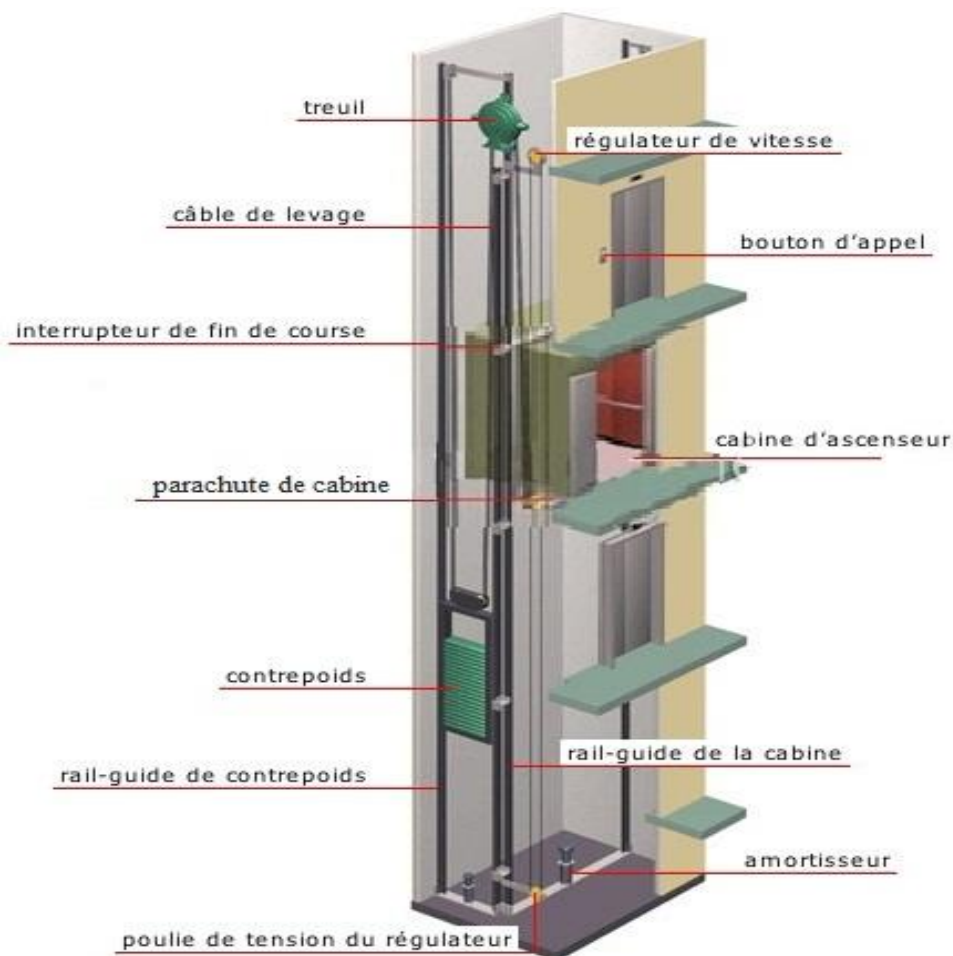


Figure III.5. Schéma d'un ascenseur

III.3.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur.

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoires, câbles;

Q: La charge en cabine;

P_p : Le poids de contrepoids tel que: $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de : $1.40 \times 1.40 = 1.96\text{m}^2$. Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine : 1.40m
- Longueur de la cabine : 1.40m
- Hauteur : 2.20m
- La largeur de passage libre : 0.8m
- La hauteur de passage libre : 2.00m
- La hauteur de la course : 25.50m
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1.40) + 1.40) \times 2.20 = 9.24\text{m}^2$

On prend $h_0 = 15\text{cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau III 2. Poids des composants de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = 9.24\text{m}^2$	$P_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.40 = 148.80\text{kg}$
Poids du plancher : $S = 1.40 \times 2.10 = 2.94\text{m}^2$	$P_2 = P_0 \times S = 110 \times 2.94 = 323.40\text{kg}$
Poids du toit :	$P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 2.94 = 58.8\text{kg}$
Poids de l'arcade :	$P_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172\text{kg}$
Poids de parachute :	$P_5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires :	$P_6 = 80\text{kg}$
Poids des poulies de moulages :	$P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de la cabine :	$P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$

♦ **Poids mort total :**

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (148.80 + 323.40 + 58.80 + 172 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1000.50kg$$

♦ **Contre poids :**

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1000.50 + \frac{675}{2} = 1338kg$$

III.3.2. Calcul de la charge total q_u **III.3.2.1. Calcul de la charge de rupture.**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45$$

et

$$D = 500mm \Rightarrow d = 12.22mm$$

On a :

$$C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et :

$$P = Q + P_m + P_g$$

P_g : Poids du câble.

On néglige P_g devant $(Q + P_m)$ donc: $(P_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc :

$$C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1000.50) = 20106kg$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{20106}{0.85} = 23654.12kg$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1cable)} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins,...);

n : Nombre des câbles.

Pour un câble de $d = 12.22m$ et $m = 2$

on a :

$$C_{r(1cable)} = 8152\text{kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1cable)xm}} = \frac{23654.12}{8152 \times 2} = 1.45$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.3.2.2. Calcul des poids des câbles.

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

m: Masse linéaire du câble, $m = 0.515\text{kg/m}$;

n: Nombre des câbles, $n = 2$;

L: Longueur du câble, $L = 25.50\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 25.50 = 26.26\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1000.50 + 26.26 = 1701.76\text{kg}$$

III.3.2.3. Vérification de C_p .

$$C_r = C_{r(1cable)} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{1701.76} = 16.28 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

III.3.2.4. Calcul de la charge permanente total G.

On a :

$$P_{\text{reuil}} = 1200\text{kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1000.50 + 1338 + 1200 + 26.26 = 3564.76\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3564.76 + 1.5 \times 675 = 4812.43 + 1012.50 = 5824.93\text{kg}$$

III.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement.

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge.

$$q_u = 5824.93\text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5824.93}{4} = 1456.23\text{kg}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit:

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15\text{cm}$;

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

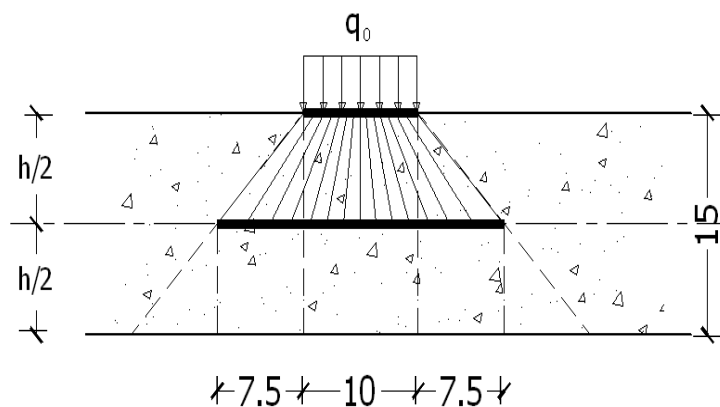


Figure III.6. Répartition des charges

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$u_c = 2x(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$u_c = 2x(U + V) = 2x(25 + 25) = 2x50 = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq (0.045) \cdot (u_c) \cdot (h_0) \cdot \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = (0.045) \times (100) \times (15) \times \left(\frac{25 \times 10}{1.5}\right) = 11250 \text{ kg} > q_0 =$$

$$1456.23 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1456.23 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

III.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées.

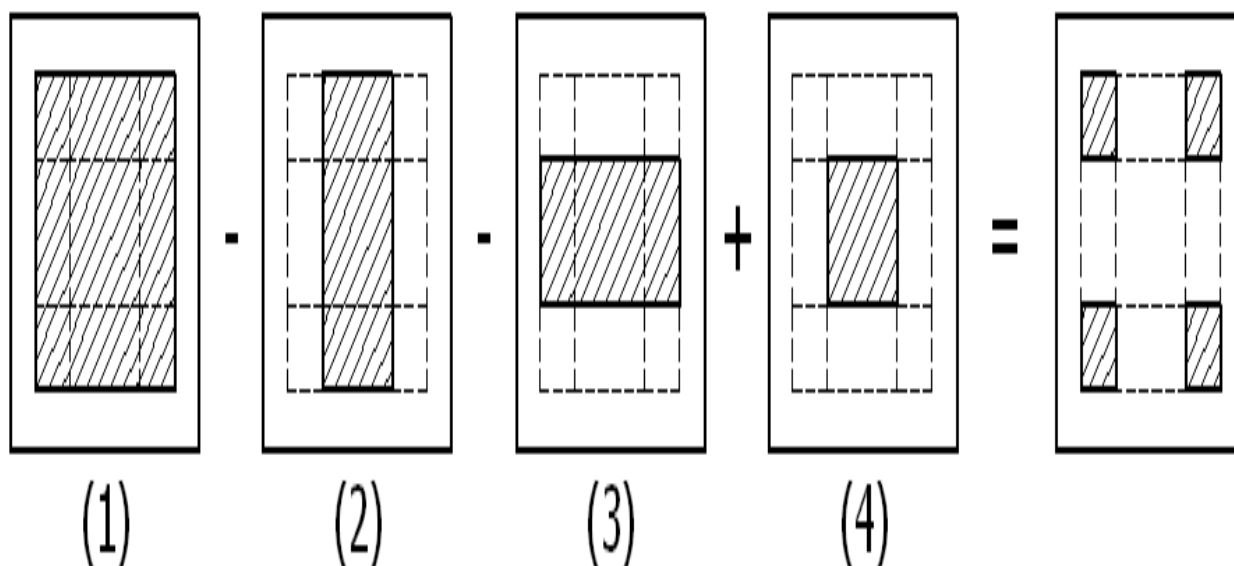
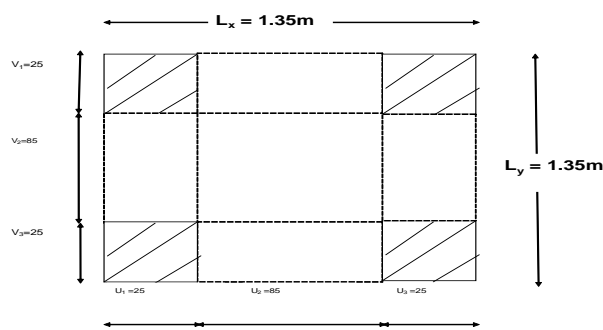


Figure III.7. Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

a) Distances des rectangles.



Rectangle (1)	Rectangle (2)	Rectangle (3)	Rectangle (4)
$\begin{cases} U=135 \text{ cm} \\ V=135 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 135 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U=85 \text{ cm} \\ V=85 \text{ cm} \end{cases}$

b) Calcul des moments suivant les deux directions.

$$M_x = (M_1 + v.M_2). P \text{ et } M_y = (M_2 + v.M_1). P$$

v: le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($v = 0$):

$$M_x = M_1. P \text{ et } M_y = M_2. P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm² est :

$$q_u = 5824.93 \text{ kg}$$

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{5824.93}{0.25 \times 0.25} = 93198.88 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 1.40 \text{ m et } L_y = 2.10 \text{ m, } (\alpha = L_x/L_y = 1.40/2.10 = 0.67)$$

Tableau III 3. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surfac e [m ²]	P = P'.S [kg]	M _x [kg.m]	M _y [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.96	0.64	0.068	0.030	1.8225	169854.96	11550.14	5095.65
(2) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.61	0.64	0.084	0.033	1.1475	106945.72	8983.44	3529.21
(3) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 85 \text{ cm} \end{cases}$	0.96	0.40	0.081	0.046	1.1475	106945.72	8662.60	4919.50
(4) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 85 \text{ cm} \end{cases}$	0.61	0.40	0.108	0.055	0.7225	67336.19	7272.31	3703.49

c) **Moments dus aux charges concentrées.**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 11550.14 - 8983.44 - 8662.60 + 7272.31 = 1176.41 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 5095.65 - 3529.21 - 4919.50 + 3703.49 = 350.43 \text{ kg.m}$$

d) **Moments dus aux charges réparties (poids propre).**• **Chargement.**

$$L_x = 1.40 \text{ m et } L_y = 2.10 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}$$

Charge ultime :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

• **Sollicitations.**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{2.10} = 0.67 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens: $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{2.10} = 0.67 \\ v = 0(E.L.U) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.079 \\ \mu_y = 0.493 \end{cases}$$

Donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.079) \times (656.25) \times (1.40)^2 = 101.61 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (0.493) \times (101.61) = 50.10 \text{ kg.m}$$

• **Moments appliqués à la dalle.**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1176.41 + 101.61 = 1278.02 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 350.43 + 50.10 = 400.53 \text{ kg.m}$$

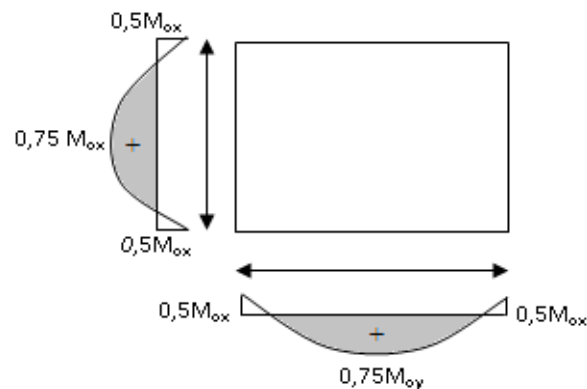


Figure III.8. Moments de la dalle.

$$M_{0x} = 1278.02 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = 400.53 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 1278.02 = 958.52 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 400.53 = 300.40 \text{ kg.m}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 1278.02 = 639.01 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 400.53 = 200.26 \text{ kg.m}$$

III.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle.

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}; f_c = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \mu_l = 0.392$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

a) En travée.

Sens L_x :

$$\text{Le moment ultime : } M_{tx} = 958.52 \text{ kg.m} = 9585.20 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9585.20}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.0471$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0471 = 0.981$$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9585.20}{0.981 \times (13.5) \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens L_y :

$$\text{Le moment ultime : } M_{ty} = 300.40 \text{ kg.m} = 3004 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3004}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0116 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :

$$\mu = 0.0116 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0116}) = 0.0146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0146 = 0.994$$

La section d'acier :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3004}{0.994 \times (13.5) \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Sur Appius.Sens L_x :Le moment ultime : $M_{ax} = 639.01 \text{ kg.m} = 6390.10 \text{ N.m}$ Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{6390.10}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0247 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :

$$\mu = 0.0247 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0247}) = 0.0313$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0313 = 0.987$$

La section d'acier :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{6390.10}{0.987x(13.5)x348} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens L_y :Le moment ultime : $M_{ay} = 200.26 \text{ kg.m} = 2002.60 \text{ N.m}$ Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{2002.60}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0077 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :

$$\mu = 0.0077 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0077}) = 0.0096$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0096 = 0.996$$

La section d'acier :

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{2002.60}{0.996x(13.5)x348} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Section minimale des armatures.Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0.67$, on peut appliquer la formule suivante:Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8x0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \cdot \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1.2x\left(\frac{3-0.67}{2}\right) = 1.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x \min} = 1.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

d) Choix des aciers.

$$\varphi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \varphi \leq 15 \text{ mm}$$

✓ **En travée :**Sens L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = 1.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{array} \right.$$

e) Armatures transversales.

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1. La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d} \text{ Et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0.13x f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{utot} = V_x + V_y; \text{ sens } L_x$$

$$V_{utot} = V_y + V_u; \text{ sens } L_y$$

 V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties. V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.On calcule V_x et V_y :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35x375 + 1.5x100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25x \frac{1.40}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.67}{2}} = 656.25x0.70x \frac{1}{1.34} = 342.82 \text{ N} = 0.34282 \cong 0.343 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25x \frac{1.40}{3} = 306.25 \text{ N} = 0.30625 \cong 0.3063 \text{ kN}$$

On calcul V_v et V_u :

$$q_u = 6382.42 \text{ kg} = 6382.42 \times 10 = 63824.20 \text{ N}$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{63824.20}{2 \times 0.25 + 0.25} = 88644.72 \text{ N} \cong 88.65 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{63824.20}{3 \times 0.25} = 88644.72 \text{ N} \cong 88.65 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

Sens L_x :

$$V_{utot} = V_x + V_v = 0.343 + 88.65 = 88.99 \text{ kN}$$

Sens L_y :

$$V_{utot} = V_y + V_u = 0.3063 + 88.65 = 88.96 \text{ kN}$$

Et

$$V_{utot} = \max(V_{utotx}; V_{utoty}) = 88.99 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} = \frac{88.99 \times 10^3}{1000 \times 135} \cong 0.66 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm};$$

Ont vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13 \cdot f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0.15}{3} \cdot \min(0.13 \times 25; 5 \text{ MPa}) =$$

$$0.5 \times (3.25; 5 \text{ MPa}) =$$

$$0.5 \times 3.25 = 1.625 \text{ MPa} \cong 1.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.63 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6. Vérification à l'E.L.S.

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées.

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v \cdot M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v \cdot M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } v = 0.2 \text{ (E. L. S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{aser}}{u \times v} \times S'$$

$$G = 3564.76 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$P_{aser} = \frac{1}{4} \times (G + Q) = \frac{1}{4} \times (3564.76 + 675) = 1059.94 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u) \times (v)} = \frac{1059.94}{0.25 \times 0.25} = 16959.04 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = 16959.04 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 1.40\text{m et } L_y = 2.10\text{m}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v \cdot M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v \cdot M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } v = 0.2(E.L.S)$$

Tableau III 4. Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P'_{ser} [kg]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135\text{cm} \\ v = 135\text{cm} \end{cases}$	0.96	0.64	0.068	0.030	1.8225	30907.85	2287.18	1347.58
(2) $\begin{cases} u = 85\text{cm} \\ v = 135\text{cm} \end{cases}$	0.61	0.64	0.084	0.033	1.1475	19460.50	1763.12	969.13
(3) $\begin{cases} u = 135\text{cm} \\ v = 85\text{cm} \end{cases}$	0.96	0.40	0.081	0.046	1.1475	19460.50	1755.34	1210.44
(4) $\begin{cases} u = 85\text{cm} \\ v = 85\text{cm} \end{cases}$	0.61	0.40	0.110	0.055	0.7225	12252.91	1482.60	943.47

b) Moments dus aux charges concentrées.

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 2287.18 - 1763.12 - 1755.34 + 1482.60 = 251.32\text{kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 1347.58 - 969.13 - 1210.44 + 943.47 = 111.48\text{kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre).

◆ Chargement.

$$L_x = 1.40\text{m et } L_y = 2.10\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0.15 \times 2500 = 375\text{kg/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100\text{kg/m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475\text{kg/m}$$

Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:

$$\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{2.10} = 0.67 \\ v = 0.2(E.L.S) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.079 \\ \mu_y = 0.493 \end{cases}$$

Donc :

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.079) \times (475) \times (1.40)^2 = 73.55\text{kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (0.493) \times (73.55) = 36.26\text{kg.m}$$

Moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 251.32 + 73.55 = 324.87 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 111.48 + 36.26 = 147.74 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75xM_{0x} = 0.75x324.87 = 243.65 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75xM_{0y} = 0.75x147.74 = 110.81 \text{ kg.m}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.50xM_{0x} = 0.50x324.87 = 162.44 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50xM_{0y} = 0.50x147.74 = 73.87 \text{ kg.m}$$

III.3.7. Vérification des contraintes dans le béton.

Suivant L_x :

a. En travée.

$$M_{tx} = 243.65 \text{ kg.m} = 2436.50 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{2436.50}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:

$$\mu = 0.0094 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0094}) = 0.0118$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0118 = 0.995$$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{2436.50}{0.995x(13.5)x348} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre.

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm};$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0$$

$$\Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie.

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} .

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{2436.50}{7322.87} x(3.44) = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6xf_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b. Sur appuis.

$$M_{ax} = 162.44 \text{ kg.m} = 1624.40 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1624.40}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0063 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :

$$\mu = 0.0063 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0063}) = 0.0079$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0079 = 0.997$$

La section d'acier :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{1624.40}{0.997x(13.5)x348} = 0.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b.1. Position de l'axe neutre.

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0$$

$$\Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

b.2. Moment d'inertie.

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

b.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} .

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{1624.40}{7322.87} x(3.44) = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L. U conviennent.

Suivant L_y :

a. En travée :

$$M_{ty} = 110.81 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1108.10 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{1108.10}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0043 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :

$$\mu = 0.0043 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0043}) = 0.0054$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0054 = 0.998$$

La section d'acier :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{1108.10}{0.998x(13.5)x348} = 0.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre.

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0$$

$$\Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie.

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{1108.10}{7322.87} x(3.44) = 0.52 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.52 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b. Sur appuis :

$$M_{ay} = 73.87 \text{kg.m} = 738.70 \text{N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{738.70}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:

$$\mu = 0.0028 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0028}) = 0.0035$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0035 = 0.998$$

La section d'acier :

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{738.50}{0.998x(13.5)x348} = 0.16 \text{cm}^2/\text{ml}$$

b.1. Position de l'axe neutre.

$$A_{tx} = 3.93 \text{cm}^2/\text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{cm}; d = 13.5 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0$$

$$\Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{cm}$$

b.2. Moment d'inertie.

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{cm}^4$$

b.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} .

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{738.50}{7322.87} x(3.44) = 0.35 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.35 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.3.8. Disposition du ferrailage.**a. Arrêt des barres.**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :

$$f_c = 400\text{MPa} \text{ et } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

b. Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c. Arrêt des barres sur appuis.

$$M_{ax} = 162.44\text{kg.m} = 1624.40\text{N.m}$$

$$M_{0x} = 324.87\text{kg.m} = 3248.70\text{N.m}$$

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4}\left(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right) \times L_x\right) = \max\left(40\text{cm}; \frac{1}{4}\left(0.3 + \frac{1624.40}{3248.70}\right) \times 140\right)$$

$$= \max(40\text{cm}; 28\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max\left(40\text{cm}; \frac{40}{2}\right) = \max(40\text{cm}; 20\text{cm}) = 40\text{cm}$$

d. Arrêt des barres en travée dans les deux sens.

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

e. Armatures finales.

Suivant L_x :

$$A_{tx} = 3.93\text{cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec : } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_{ax} = 3.93\text{cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec : } S_t = 20\text{cm}$$

Suivant L_y :

$$A_{ty} = 3.93\text{cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec : } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_{ay} = 3.93\text{cm/ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec : } S_t = 20\text{cm}$$

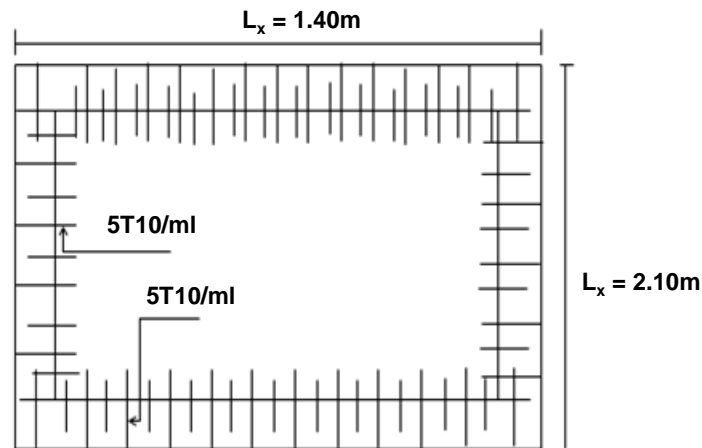


Figure III.9. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.3.9. Voile de la cage d'ascenseur.

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être : $e \geq 15\text{cm}$

On adopte une épaisseur $e = 15\text{cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 15 = 1.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit : $A_{adop} = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$;

Avec : $S_t = 20\text{cm}$

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Définition :

Les escaliers ouvragent constituer d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

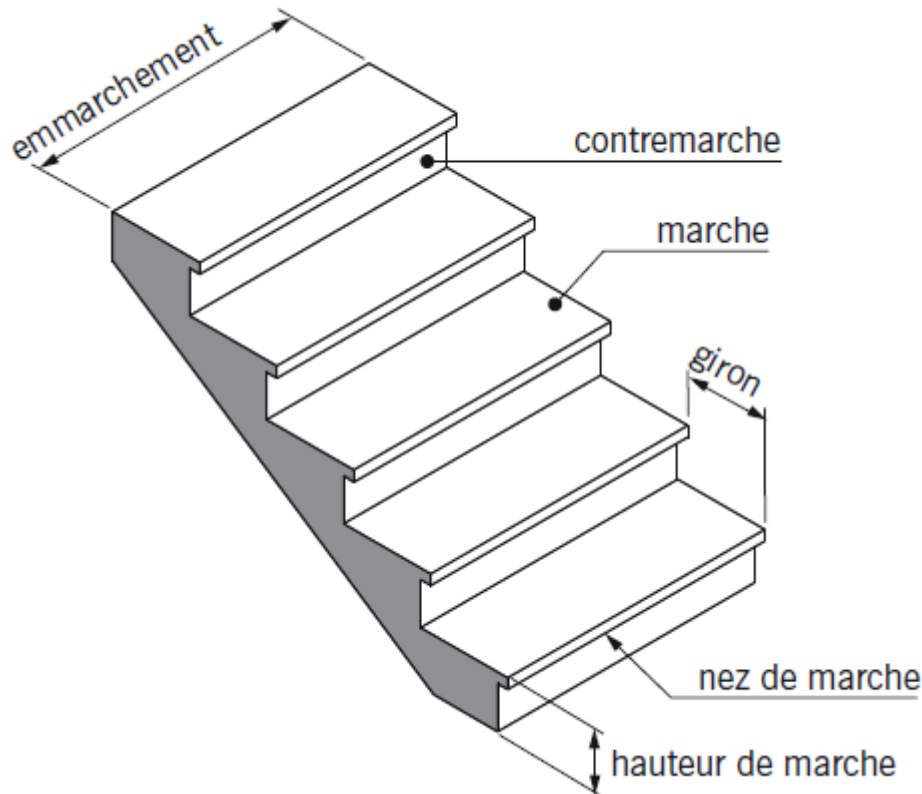


Figure III.10. Schéma des escaliers.

III.4.2. Exemple de calcul :

a) Dimensionnement des escaliers.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/(n-1)$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : $m n^2 - (m+1+2H)n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec : $m=64$ et $H=408/2=204\text{cm}$ et $l=180\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 652n + 408 = 0$

La solution de l'équation est :

$n=13$ contre marches

Donc le nombre des marches :

$n-1=12$ marches

Puis:

$$h = H/n = 15\text{cm} \rightarrow h = 17\text{cm}$$

$$g = L/n-1 = 15\text{cm} \rightarrow g = 30\text{cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

'inégalité vérifiée, on a 12marches (g=30cm) et 13contre marches (h=17cm).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^{\circ} \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la paillasse (ev).

$$\Leftrightarrow \frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{180}{30 \times 0,87} \leq ev \leq \frac{180}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 6,90 \leq ev \leq 10,34 \rightarrow ev=10 \text{ cm}$$

on prend: ep =15 cm

c) Epaisseur de palier (ep).

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm}$$

On prend : ep=17cm

III.4.2.1. Evaluation des charges et des surcharges.

a) Volées :

Tableau III 5.Descente des charges de la volée.

a) volées			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	2		0,23
Garde-corps			0,&à
Poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	2		4,31
Poids propre des marches (0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
Total			
		G=	7,94
		Q=	2,5

-Charge permanente : G₁=7,94 kN/m²

-Surcharge : Q₁=2,5 kN/m²

$$q_{U1} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 14,45 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,44 \text{ kN/ml}$$

b) Palier :

Tableau III 6.Descente des charges du palier.

b) palier			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de ciment horizontal	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Poid propre du palier			4,25
Enduit en plâtre	2	0,1/0.86	0,23
Total			
		G₂=	5,64
		Q₂=	2,5

- Charge permanente : $G_2=5,64\text{kN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q_2=2,5\text{ kN/m}^2$

$$q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{ m} = 11,36\text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{ser}2} = (G + Q) \cdot 1\text{ m} = 8,14\text{kN/ml}$$

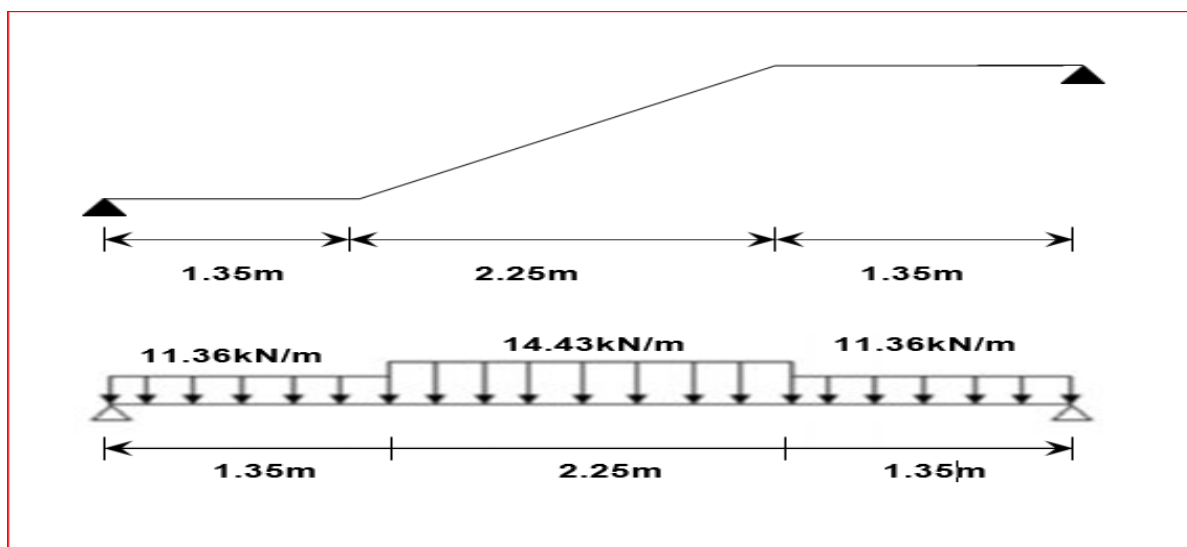
III.4.2.2. Détermination des sollicitations.a. Détermination des réactions :

Figure III.11. Schéma statique (KN/ml) à L.E.L.U

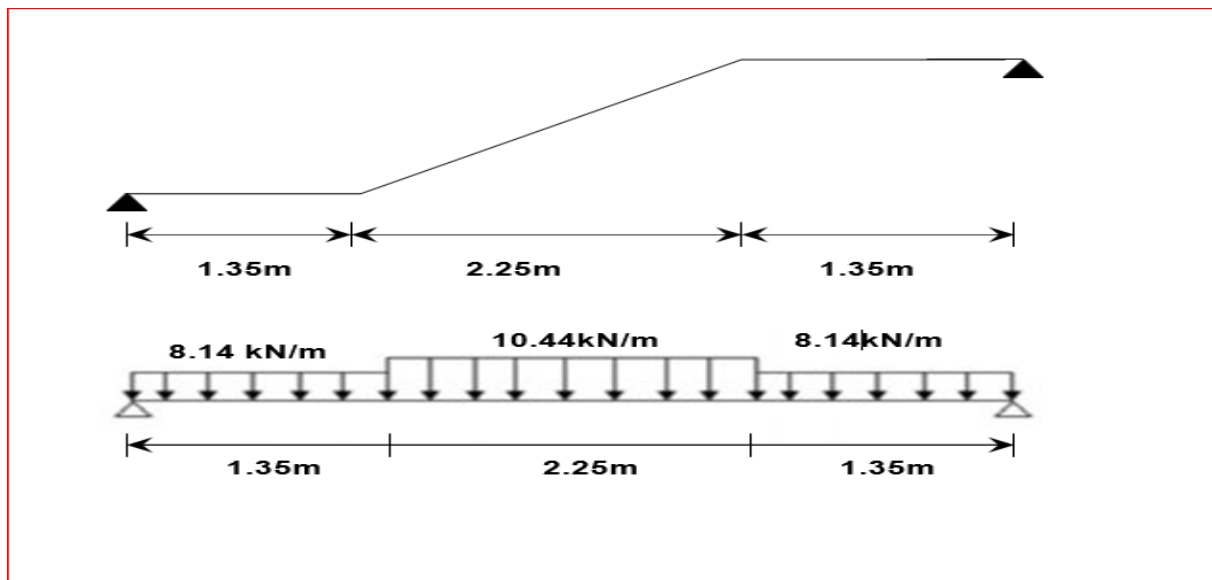


Figure III.12. Schéma statique (KN/ml) à L.E.L.S

b. Résultats obtenus.

E.L.U

$$R_a = 28.341 \text{ KN/m}$$

$$R_b = 28.341 \text{ KN/m}$$

$$T_{\max} = 28.34 \text{ KN}$$

$$M^{\circ}_{\max} = 36.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 31.09 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 14.63 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$R_a = 20.385 \text{ KN/m}$$

$$R_b = 20.385 \text{ KN/m}$$

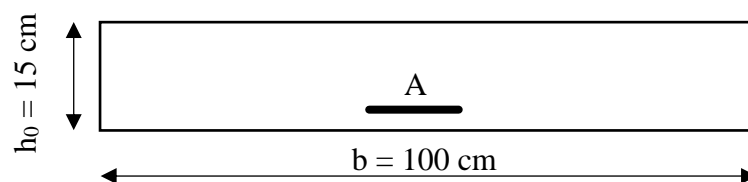
$$M^{\circ}_{\max} = 26.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 22.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 10.57 \text{ KN.m}$$

III.4.2.3. Détermination des sollicitations.

➤ En travée : (la paillasse)



Les armatures principales (longitudinales) :

• Le moment ultime :

$$M_t = 31.09 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13.5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- **Le moment réduit μ_u** :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31.09 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14,17} = 0,120 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,936$

- **La section d'acier** :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31.09 \times 10^3}{0,936 \times 13.5 \times 348} = 7.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T12**

Avec :

$$A_{adm} = 7.92 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \text{ et } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition (transversales) :

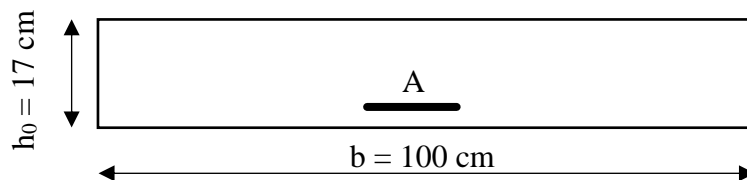
$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10**

Avec :

$$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Sur appuis : (le palier)**



Les armatures principales (longitudinales) :

$$M_a = 14.63 \text{ kN.m} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9h = 15.3 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- **Le moment réduit μ_u** :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.63 \times 10^3}{100 \times 15.3^2 \times 14,17} = 0,0441 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\beta = 0,978$$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.63 \times 10^3}{0,978 \times 15.3 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10**

Avec :

$$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T8**

Avec :

$$A_{adm} 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml et } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.4.2.4. Les vérifications :

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/F_e=1,85 \text{ cm}^2$	$A=7.92 \text{ cm}^2$ $A>A_{min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{28.34}{100 \times 13.5} \times 10 = 0,21 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u > \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c.vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (Tu + \frac{Ma}{0,9d}) A \geq \frac{1,15}{400} (28.34 \times 10^{-3} + \frac{14.63 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,135}) = 3,09 \text{ cm}^2$ $A \geq 2,53 \text{ cm}^2$	$A=3,14 \text{ cm}^2$ $A=3,14 > A=3,09 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

III.4.2.5. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{22.47 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14,17} = 0,087 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,947$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22.47 \times 10^3}{0,936 \times 13.5 \times 348} = 5.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12 soit** 5.65cm, /ml

• **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0 \rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + (15 \times 7,70)(10,8 - 4.01)^2$$

$$= 11700.24 \text{ cm}^4$$

• **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22.47 \times 10^3}{11700.24} \times 4.01 = 7,70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{450} = 0,04 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,005 = 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

- Il n'est nécessaire de calculer la flèche

III.4.2.6. Disposition du Ferrailage :

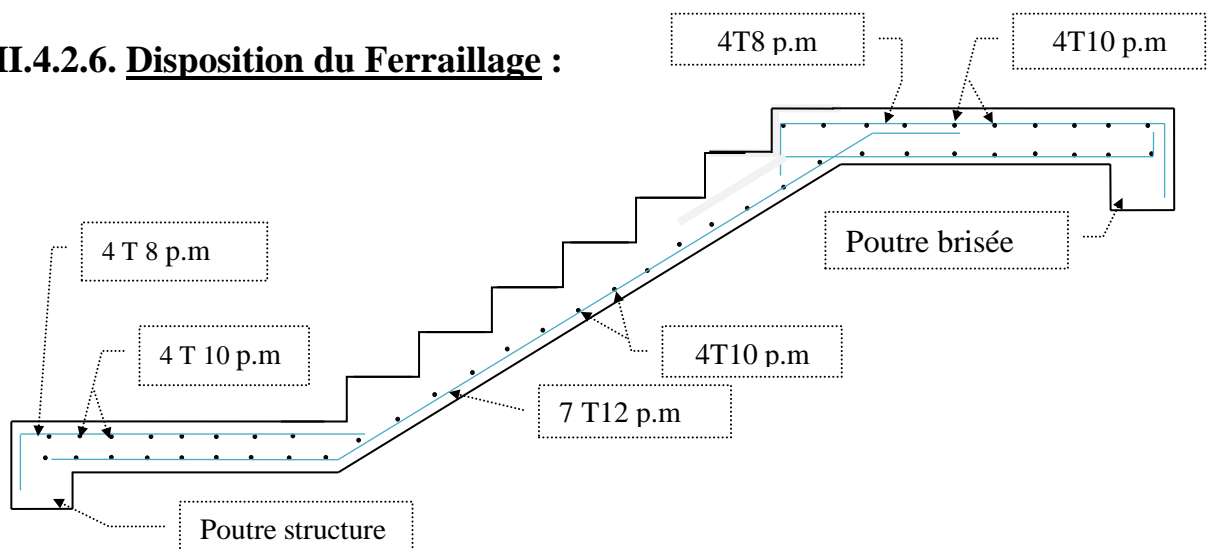


Figure III.13. Représentation du ferrailage de l'escalier

III.4.2.7. La poutre brisée :**a) Le poids propre de la paille.**

$$P_{pp} = ev \times \frac{0.25}{\cos \alpha} = 15 \times \frac{0.25}{\cos 0.87}$$

$$P_{p \text{ paille}} = 4.31 \text{ KN/m}^2$$

b) Le poids propre de palier.

$$P_{pp} = eP \times 0.25 = 17 \times 0.25$$

$$P_{p \text{ palier}} = 4.25 \text{ KN/m}^2$$

c) Le poids propre de la poutre(30x40).

$$0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

d) Le poids propre du mur situé la poutre.

$$G_m = 9 \times 0.2 \times 1.53$$

$$= 2.75 \text{ KN/ml}$$

e) La Charge de l'escalier.

$$G = 3 + 2.75 + 8.56$$

$$G = 14.31 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

• **ELU.**

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

$$Q_u = (1.35 \times 14.31) + (1.5 \times 2.5)$$

$$Q_u = 23.06 \text{ KN/m}$$

• **ELS.**

$$Q_{ser} = G + Q$$

$$= 14.31 + 2.5$$

$$Q_{ser} = 16.81 \text{ KN/m}$$

III.4.2.7.1. Calcul des sollicitations a L'E.L. U :

$$M^o = \frac{23.06 \times 4.30^2}{8} = 53.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 22.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 10.57 \text{ KN.m}$$

III.4.2.7.2. Calcul du ferrailage a L'E.L. U :

On a;

$$h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{45.30 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0822 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\beta = 0,947$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45.30 \times 10^3}{0,936 \times 36 \times 348} = 3.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12 soit** 4.52cm, /ml

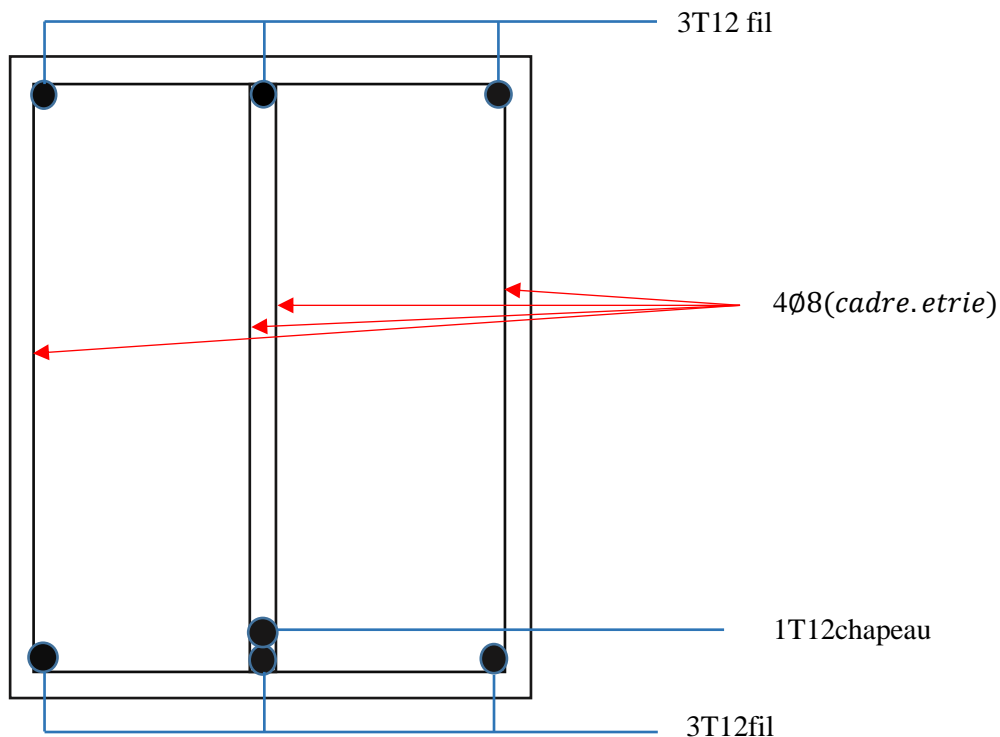
➤ **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26.65 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,947$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.65 \times 10^3}{0,975 \times 36 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **3T12 soit** 3.39cm, /ml



FigureIII.14. Ferrailage de la poutre brisée

❖ **Détermination des armatures transversales.**a) **Détermination du diamètre des armatures transversales.**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 12mm\right) = \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12mm\right) = \min(11.49; 30; 12mm) = 11.49mm$$

On choisit $\phi_t = 8mm$, On adopte 4 ϕ 8 soit : $A_t = 2,01$

b) **Calcul de l'espacement des cadre et étriers.**

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 36; 40cm) = \min(32.4; 40cm)$$

$$St = 32.4cm$$

d'après le RPA. 99(2003)

✓ **Zone nodale** : $St \leq \min(10\phi; 15cm) \Rightarrow St = 10cm$

✓ **Zone courante** : $St \leq 15\phi \Rightarrow St = 15cm$

Chapitre IV:
Etude des planchers

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitants les étages et supportant les revêtements du sol. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- ✓ Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'habitation et commerciale, nous avons adopté un plancher à corps creux.

- ✓ Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.
- ✓ Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$).

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux $h_t = 20 \text{ cm}$.

{ 16cm : corps creux
4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis sachant que :

Hauteur du plancher $h_t = 16 \text{ cm}$

Épaisseur de la nervure $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

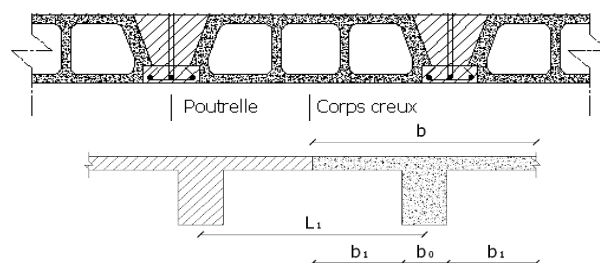


Figure IV.1 . Schéma des poutrelles

• **Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

étant donné que : L = 3,50 m et l₁ = 65 cm

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 350 / 10 = 35 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: b₁ = 26,5 cm.

D'après l'équation (1) ⇒ b = 2(26,5) + 12 = 65 cm. Soit : b = 65 cm

IV.3. Calcul des poutrelles :

IV.3.1 Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

- ✓ La méthode forfaitaire
- ✓ La méthode des trois moments
- ✓ La méthode de Caquot

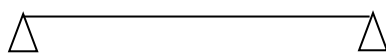
a) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les (04) conditions suivantes sont remplies :

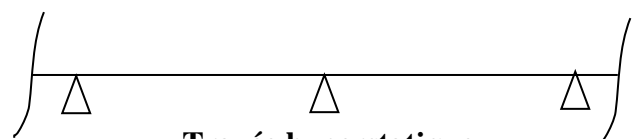
- ✓ La charge d'exploitation : Q ≤ max (2 G ; 5 kN/m²).
- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- ✓ Le rapport des portées successives est compris entre (0,8 et 1,25)
- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Principe de calcul :

On exprime les moments maximaux en travée M_t et sur appuis, M_w, M_e en fonction du moment, fléchissant maximal de la travée, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.



Travée isostatique



Travée hyperstatique

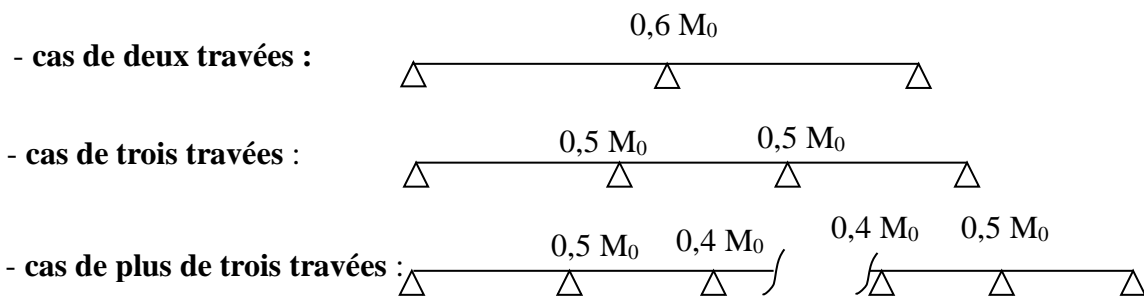
Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- ✓ $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/ 2$
- ✓ $M_t \geq (1+ 0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive
- M_0 : moment maximal dans la travée indépendante.
- M_t : moment maximal dans la travée étudiée.
- M_w : moment sur l'appui gauche de la travée.
- M_e : moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = Q / (G + Q)$. Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

• **Valeurs des moments aux appuis.**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



• **Effort tranchant.**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q.L}{2}$$

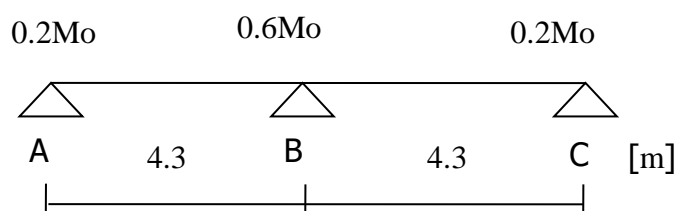
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q.L}{2}$$

IV.4. Planchers RDC, étage courant et terrasse.

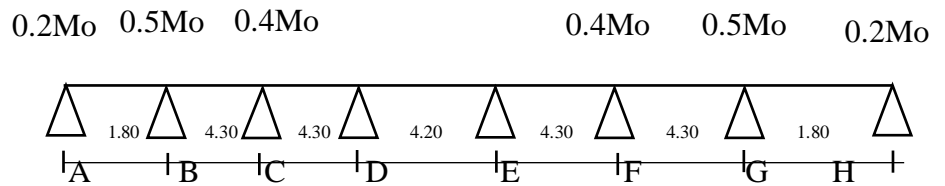
• **Type de poutrelles.**

Nous avons quatre types de poutrelles dans le bloc :

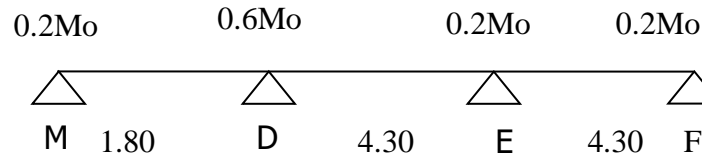
Type 1.



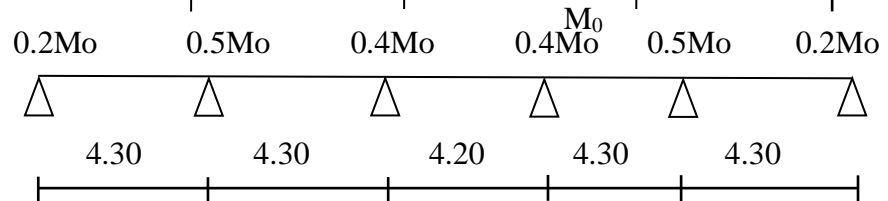
Type 2.



Type 3.



Type 4.



• **Combinaisons des charges :**

✓ **R.D.C.**

E.L.U: $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 4) \times 0.65 = 8.78 \text{ kN/ml}$.

E.L.S: $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.06 + 4) \times 0.65 = 5.89 \text{ kN/ml}$

✓ **Étage courant.**

E.L.U: $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.90 \text{ kN/ml}$.

E.L.S: $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.06 + 1.5) \times 0.65 = 4.26 \text{ kN/ml}$

✓ **Terrasse.**

E.L.U: $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.78 \text{ kN/ml}$.

E.L.S: $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.48 + 1) \times 0.65 = 4.21 \text{ kN/ml}$

IV.4.1. Planchers RDC.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.**

a. Poutrelles à inertie constante ($I = Cste$)Condition Vérifiée

b. Fissuration peu préjudiciableCondition Vérifiée

c. la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$

$G = 5.06 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 4 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10.12 \text{ kN/m}^2$Condition Vérifiée

d. Le rapport entre les travées successives :

Travée	A-B	B-C
Portée	4.30	4.30
Rapport	1.00	

$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

• **Sollicitation :**

✓ **à l'E.L. U.**

$q_u = (1.35G + 1.5Q) = 8.78 \text{ kN/ml}$

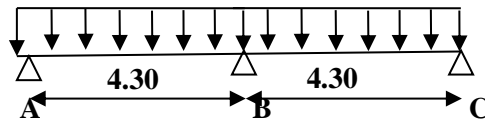
Travée de rive $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

Travée intermédiaire $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ [(1 + 0.3\alpha) /2].M_0 \end{array} \right.$

$\alpha = Q/(G+Q) = 4/(5.06 +4) = 0.44$

- $(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.44) = 1.13 > 1.05$
- $(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.44)/2 = 0.66$ (travée de rive).
- $(1 + 0.3 \alpha)/2 = (1 + 0.3 \times 0.44)/2 = 0.57$ (travée intermédiaire).

1) **Type (01) :**



a) **Moments isostatiques.**

$M_{0AB} = M_{0CD} = Q_t \times L^2/8 = 8.78 \times (4.30)^2/8 = 20.29 \text{ kN.m}$

$M_{0BC} = M_{0AB}$

b) Moments sur appuis.

$$M_A = 0.4M_{0AB} = 0.4 \times 20.29 = 8.11 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.6 \times 20.29 = 12.17 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4M_{0AB} = 0.4 \times 20.29 = 8.11 \text{ kN.m}$$

c) Moment en travée.

• **Travée (A-B) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_{tAB} \geq 1,17 \times 20.29 - (8.11 + 12.17) / 2 \\ M_{tAB} \geq 13.59 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tAB} \geq 0,66 \times 20.29 = 12.78 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tAB} = 13.59 \text{ kN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_{tBC} \geq 1,17 \times 20.29 - (8.11 + 12.17) / 2 \\ M_{tBC} \geq 13.59 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tBC} \geq 0,66 \times 20.29 = 12.78 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tBC} = 13.59 \text{ kN.m}$$

d) L'effort tranchant :

➤ $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$

➤ $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$

• **Travée (AB):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (12.78 - 8.11) / 4.30 + 8.78 \times 4.3 / 2 = 19.96 \text{ kN} \\ T_e = (12.78 - 8.11) / 4.30 - 8.78 \times 4.3 / 2 = -17.79 \text{ kN} \end{array} \right.$$

• **Travée (BC):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (8.11 - 12.17) / 4.30 + 8.78 \times 4.30 / 2 = 17.93 \text{ kN} \\ T_e = (8.11 - 12.17) / 4.30 - 8.78 \times 4.30 / 2 = -19.82 \text{ kN} \end{array} \right.$$

✓ **à l'E.L. S.**

$$Q_{ser} = (G + Q) = 5.89 \text{ kN/ml}$$

a) Moments isostatiques.

$$M_{0AB} = M_{0CD} = Q_t \times L^2 / 8 = 5.89 \times (4.30)^2 / 8 = 13.61 \text{ kN.m} \longrightarrow M_{0BC} = M_{0AB}$$

Moments sur appuis.

$$M_A = 0.4M_{0AB} = 0.4 \times 13.61 = 5.44 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.6 \times 13.61 = 8.16 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4M_{0AB} = 0.4 \times 13.61 = 5.44 \text{ kN.m}$$

b) Moment en travée

• **Travée (A-B) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_{tAB} \geq 1,17 \times 13.61 - (5.44 + 8.16) / 2 \\ M_{tAB} \geq 9.12 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tAB} \geq 0,66 \times 13.61 = 8.57 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tAB} = 9.12 \text{ kN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_{tBC} \geq 1,17 \times 13.61 - (5.44 + 8.16) / 2 \\ M_{tBC} \geq 9.12 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tBC} \geq 0,66 \times 13.61 = 8.57 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tBC} = 9.12 \text{ kN.m}$$

• **Diagramme des moments fléchissant (kN.m) et des efforts tranchant (kN) a l'E.L.U**

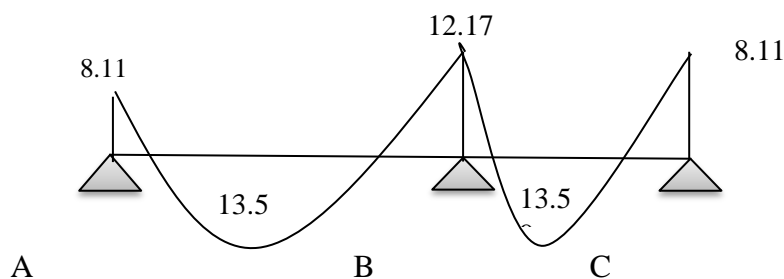


Figure IV.2. Diagramme des moments fléchissant

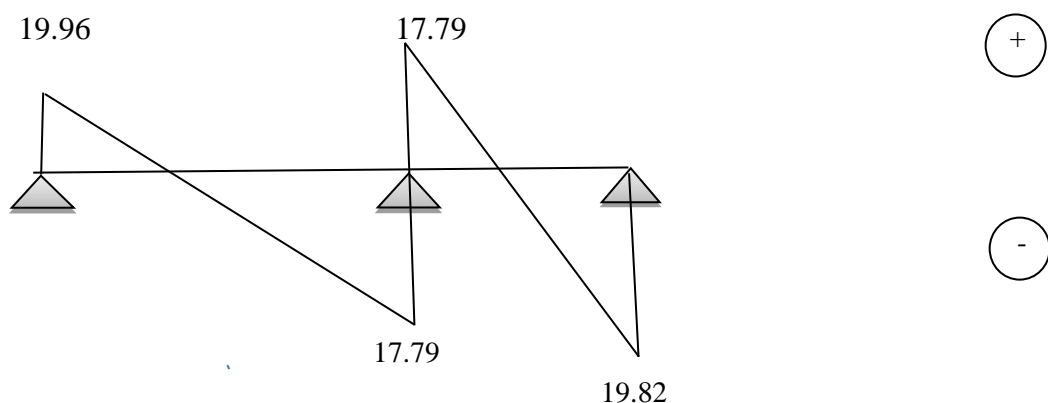


Figure IV.3. Diagramme des efforts tranchants

Tableau IV 1. Récapitulatif des résultats obtenus

Type de travée poutrelle	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S			
		M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e	
01	A-B	4,30	13.59	8.12	12.17	19.96	17.79	9.12	5.44	8.16
	B-C	4.30	13.59	8.12	12.17	17.93	19.82	9.12	5.44	8.16
02	A-B	1.80	2.34	0.71	10.14	13.14	2.66	1.51	0.47	6.80
	B-C	4.30	13.60	10.14	10.14	18.87	18.87	9.12	6.80	6.80
	C-D	4.30	18.31	10.14	0.71	16.68	21.07	12.28	6.80	0.47
03	A-B	4.30	16.63	4.06	10.14	20.29	17.46	11.16	2.72	6.80
	B-C	4.30	14.61	10.14	8.12	18.40	19.34	9.80	6.80	5.44
	C-D	4.20	14.52	8.12	8.12	18.43	18.43	9.74	5.44	5.44
	D-E	4.30	14.61	8.12	10.14	19.34	18.40	9.80	5.44	6.80
	E-F	4.30	16.63	10.14	4.06	17.46	-20.29	11.16	6.80	2.72
04	A-B	1.80	2.34	0.71	10.14	13.14	-2.66	1.51	0.47	6.80
	B-C	4.30	14.60	10.14	8.12	18.40	-19.34	9.80	0.80	5.44
	C-D	4.30	15.61	8.12	8.12	18.87	-18.87	10.48	5.44	5.44
	D-E	4.20	15.61	8.12	8.12	18.43	-18.43	9.74	5.44	5.44
	E-F	4.30	15.61	8.12	8.12	18.87	-18.87	10.48	5.44	5.44
	F-G	4.30	14.60	8.12	10.14	18.40	-19.34	9.80	5.44	6.80
	G-H	1.80	2.34	10.14	0.71	13.14	-2.66	1.51	6.80	0.47

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=16.63KN.m \\ Ma\ rive = 4.06KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 10.14KN.m \\ T_{max}= 20.29KN.m \end{array} \right. \qquad \left\{ \begin{array}{l} M_{a\ rive}=11.16\ KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 2.72KN.m \\ M_{tmax}=6.80KN.m \end{array} \right.$$

IV.4.1.1. Calcul du Ferrailage des poutrelles.

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$;
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

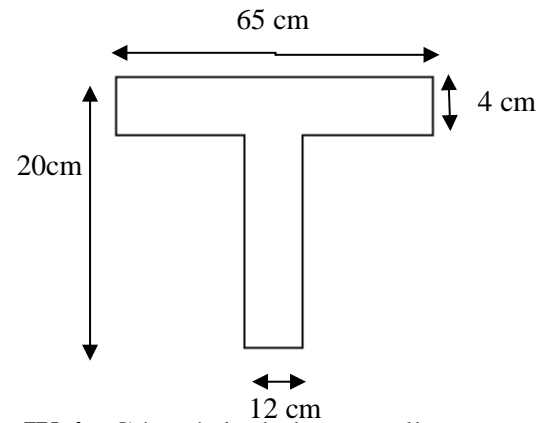


Figure IV.4 : Géométrie de la poutrelle.

• **Calcul des armatures longitudinales.**

a) **En travée.**

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,1 - (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 25,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{imax}} = 16,63 \text{ kN.m} < M_t = 25,79 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$\mu = \frac{M_{t_{\text{max}}}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{16,63 \cdot 10^3}{14,16 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0557 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t_{\text{max}}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,63 \cdot 10^3}{0,972 \cdot 18 \cdot 348} = 2,73 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2})) + (12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 14,60 \text{ cm}$$

$$V' = h_t - V_2 = 20 - 14,60 \Rightarrow V' = 5,39 \text{ cm}$$

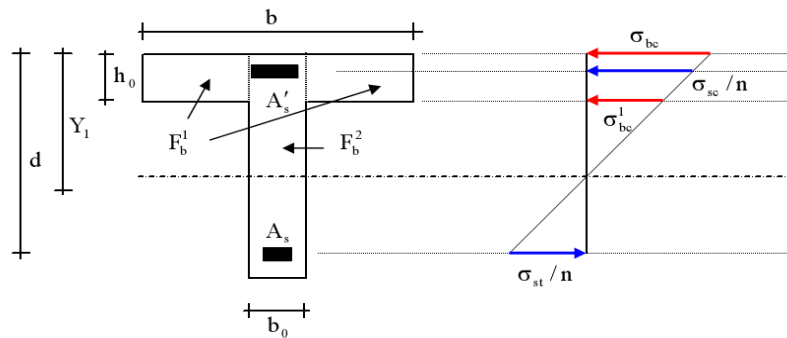


Figure IV.5: Notations utilisées pour le calcul de section d’acier pour une poutre en T

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V^2$$

$$I = 65 \cdot \frac{5.39^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (5.39)^2 = 15819.49 \text{ cm}^4$$

$$I = 15819.49 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{15819.49}{0,81 \times 20 \times 14.60} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal}=2,73\text{cm}^2 > A_{min}=0,35 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte : **3T12** soit **3,39 cm²**

b) Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_{int}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.14.10^3}{14,16 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,1841 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,2562 \rightarrow \beta = 0,898$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t_{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.14.10^3}{0,898 \cdot 18 \cdot 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{15819.49}{0,81 \times 20 \times 14.60} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal}=1.80\text{cm}^2 > A_{min}=0,35 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

On prend : **1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s=0.79\text{cm}^2$**

c) Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension(12x20).

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.06 \cdot 10^3}{14,16 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,0737 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0962 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.06 \cdot 10^3}{0,962 \cdot 18 \cdot 348} = 0,67 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{15819,49}{0,81 \times 20 \times 14,60} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc: $As_{cal} = 1,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On prend : 1T10 (filante) ; $As = 1,79 \text{ cm}^2$

IV.4.1.2. Vérification des contraintes à L.E.S .

$$M_{tser} = 11,16 \text{ Kn.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 3,39 \text{ cm}^2$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$6y^2 + 262,85y - 1339,1 = 0 \Rightarrow y = 5,89 \text{ cm}$$

$$4 \text{ cm} < y = 5,89 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la nervure (section T).

• **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (5,89)^3 + 15 \times 3,14 \cdot (18 - 5,89)^2 = 11215,33 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{20,29 \cdot 10^3}{11215,33} \cdot 5,89 = 10,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.66 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 20.29 \text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20.29 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,94 \text{MPa}$$

• **Fissuration peu préjudiciable :**

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

$$\tau_u = 0,94 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Armatures transversales At (armatures de l'âme):**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \frac{\min(h}{35 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L)} \text{ en } \gg \text{mm} \gg$$

$$\Phi_t \leq \min(240/35 ; 120/10 ; 10) = 6,85 \text{mm.}$$

on adopte : $\Phi_t = 8 \text{mm}$.

• **Calcul des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(16.20 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.20\text{cm} \end{array} \right.$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

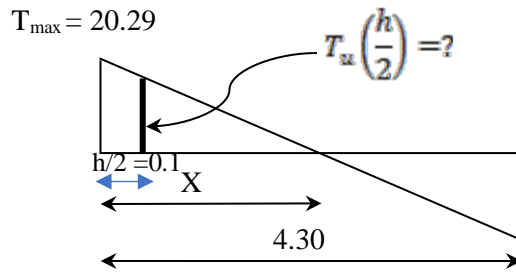
-K = 1 (fissuration peu préjudiciable)

$$-f_{tj}^* = \min(2,1 ; 3,3 \text{Mpa}) = 2,1 \text{Mpa}$$

$$-\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 \quad -fe = 400 \text{Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables



$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{\max} = 20.29 \text{KN}$

$$X = \frac{L}{2} = \frac{Mw - Me}{qxl} = \frac{4.30}{2} + \frac{4.06 - 10.14}{5.89 \times 4.30} = 1.90 \text{m}$$

$$L/2 = 0.20/2 = 0.10 \text{m}$$

$$\text{Donc : } T_u(h/2) = \frac{20.20 \times (1.90 - 0.10)}{1.90} = 19.22 \text{Kn } 18.02 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{19.22 \cdot 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0,89 \text{ Mpa}$$

$$(1) \Rightarrow \left(\frac{At}{St}\right) \geq \frac{(0.65 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 400} = 7.66 \times 10^{-4} \text{cm} \dots \dots (2)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0.445; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{\min} \geq \frac{0,445 \times b_0}{fe} = \frac{0,445 \times 12}{400} = 0,013 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{St}\right) \geq 0,013 \text{ cm}$,

Pour $S_t = 12 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,013 \times 12 = 0,17 \text{ cm}^2$

On prend: $2\phi 8 = 0.57 \text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 12 \text{ cm}$

-Espaceement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi L,; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-Espaceement dans la Zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 20.29 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{6.80}{0.9.18.10^{-2}} = 41.97 \text{ KN} > T_u = 20.29 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

• **Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

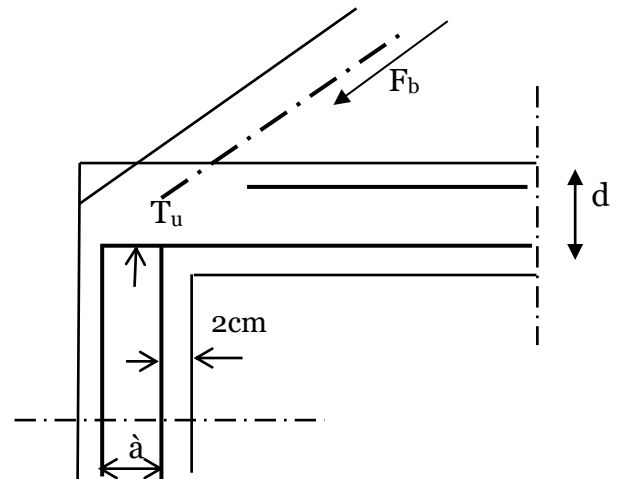
a: la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir } \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 20.29 \times 15}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0238 \text{ m} = 2.38 \text{ cm}$$



$$a = \min(a'; 0,9 d) \Rightarrow a' : \text{largeur d'appui} \Rightarrow a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)} \Rightarrow c : \text{la largeur de l'appui (poteau)} = 45$$

$$a' = 45 - 5 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$a = \min(38 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,38 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9 d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 19,22 \text{ kN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = \frac{19,22 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_c / 4 \tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale $10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$.

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,046 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,046 < \frac{11.16}{15 \times 13.61} = 0,054 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.3}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2.73}{12.18} = 0,016 > \frac{4.30}{400} = 0,010 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5.89 \times 430}{EL} = 9.9, f_{adm} = \frac{430}{200} = 2.15 \text{ mm}$$

IV.4.1.3. Dessin de ferrailage des poutrelles (RDC) :

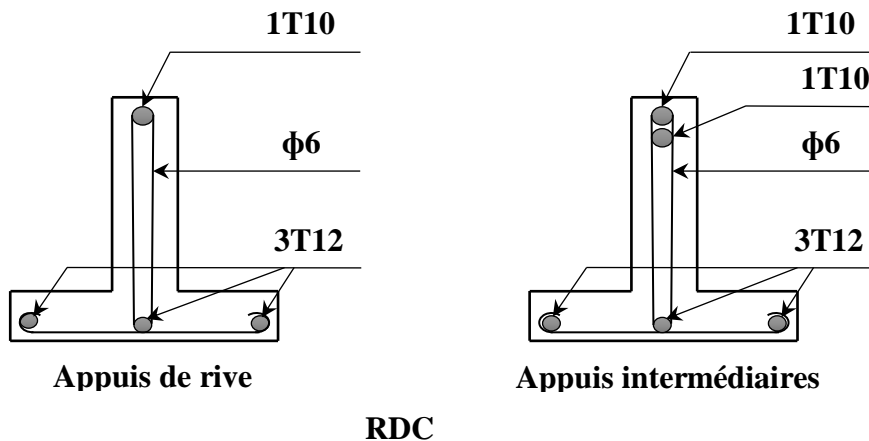


Figure IV.6. Dessin de ferrailage des poutrelles (RDC).

IV.4.2. Planchers étage courant.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.**

- a. Poutrelles à inertie constante ($I = Cste$)Condition Vérifiée
- b. Fissuration peu préjudiciableCondition Vérifiée
- c. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$
 $G = 5.06 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10.12 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$
- d. Le rapport entre les travées successives :

Travée	A-B	B-C
Portée	4.30	4.30
Rapport	1.00	

$0.9 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

• **Sollicitation :**

✓ **à l'E.L. U.**

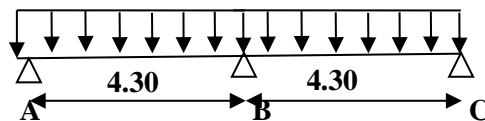
$q_u = (1.35G + 1.5Q) = 5.90\text{kN/ml}$

$$\begin{cases} \text{Travée de rive} & \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right. \\ \text{Travée intermédiaire} & \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ [(1 + 0.3\alpha) /2].M_0 \end{array} \right. \end{cases}$$

$\alpha = Q/(G+Q) = 1.5/(5.06 +1.5) = 0.20$

- $(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.20) = 1.06 > 1.05$
- $(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.20)/2 = 0.63$ (travée de rive).
- $(1 + 0.3 \alpha)/2 = (1 + 0.3 \times 0.20)/2 = 0.53$ (travée intermédiaire).

2) **Type (01) :**



a) **Moments isostatiques.**

$M_{0AB} = M_{0CD} = Q_t \times L^2/8 = 5.90 \times (4.30)^2/8 = 13.64\text{kN.m}$

$M_{0BC} = M_{0AB}$

b) **Moments sur appuis.**

$M_A = 0.4M_{0AB} = 0.4 \times 13.64 = 5.46\text{kN.m}$

$M_B = 0.6 \text{Max} (M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.6 \times 13.64 = 8.18\text{kN.m}$

$M_C = 0.4M_{0AB} = 0.4 \times 13.64 = 5.46\text{kN.m}$

c) Moment en travée.

• **Travée (A-B) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1-M_{tAB} \geq 1,17 \times 13,64 - (8,11 + 12,17) / 2 \\ M_{tAB} \geq 13,59 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tAB} \geq 0,63 \times 13,64 = 12,78 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tAB} = 13,59 \text{ kN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1-M_{tBC} \geq 1,17 \times 13,64 - (5,46 + 8,18) / 2 \\ M_{tBC} \geq 9,14 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 13,64 = 8,59 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend: } M_{tBC} = 9,14 \text{ kN.m}$$

d) L'effort tranchant :

➤ $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$

➤ $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$

• **Travée (AB):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (8,18 - 5,46) / 4,30 + 5,90 \times 4,3 / 2 = 13,32 \text{ kN} \\ T_e = (8,18 - 5,46) / 4,30 - 5,90 \times 4,3 / 2 = -12,05 \text{ kN} \end{array} \right.$$

• **Travée (BC):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (5,46 - 8,18) / 4,30 + 5,90 \times 4,30 / 2 = 12,05 \text{ kN} \\ T_e = (5,46 - 8,18) / 4,30 - 5,90 \times 4,30 / 2 = -13,32 \text{ kN} \end{array} \right.$$

✓ **à l'E.L. S.**

$$Q_{ser} = (G + Q) = 4,26 \text{ kN/ml}$$

a) Moments isostatiques

$$M_{0AB} = M_{0CD} = Q_t \times L^2 / 8 = 4,26 \times (4,30)^2 / 8 = 9,84 \text{ kN.m} \longrightarrow M_{0BC} = M_{0AB}$$

b) Moments sur appuis.

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 0,2 \times 9,84 = 1,97 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{ Max } (M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,6 \times 9,84 = 5,90 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_{0AB} = 0,2 \times 9,84 = 1,97 \text{ kN.m}$$

c) **Moment en travée.**

• **Travée (A-B) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1-M_{tAB} \geq 1,17 \times 9,84 - (1,79 + 5,90) / 2 \\ M_{tAB} \geq 7,58 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tAB} \geq 0,63 \times 9,84 = 6,20 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tAB} = 7,58 \text{ kN.m}$$

• **Travée (B-C) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1-M_{tBC} \geq 1,17 \times 9,84 - (5,90 + 1,97) / 2 \\ M_{tBC} \geq 7,58 \text{ kN.m} \\ 2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 9,84 = 6,20 \text{ kN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend : } M_{tBC} = 9,12 \text{ kN.m}$$

• **Diagramme des moments fléchissant (kN.m) et des efforts tranchant (kN) a l'E.L.U**

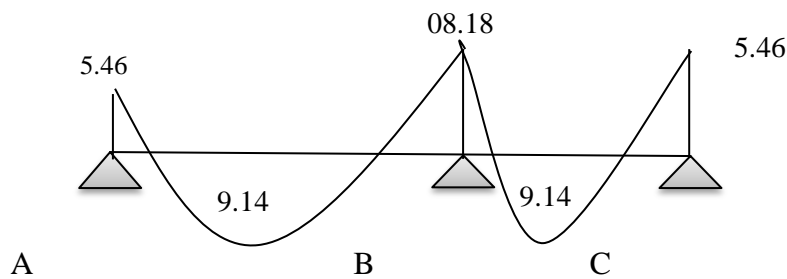


Figure IV.7. Diagramme des moments fléchissant

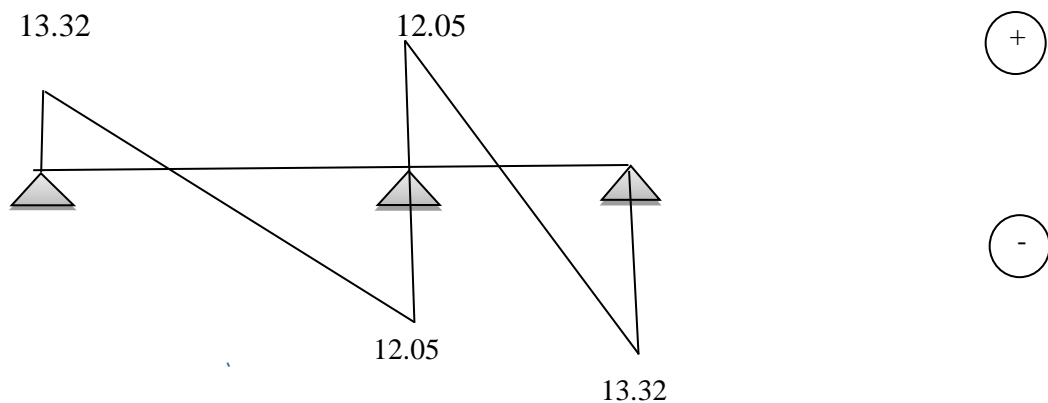


Figure IV.8. Diagramme des efforts tranchants

Tableau IV 2.Récapitulatif des résultats obtenus

Type de travée poutrelle	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S			
		M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e	
01	A-B	4,30	9.14	5.46	8.18	13.32	-12.05	7.58	1.97	5.90
	B-C	4.30	9.14	8.18	5.46	12.05	-13.32	7.58	5.90	1.97
02	A-B	1.80	1.51	0.48	6.82	8.83	-1.79	1.08	0.34	4.92
	B-C	4.30	9.14	6.82	6.82	12.68	-12.68	6.60	4.92	4.92
	C-D	4.30	12.31	6.82	0.48	11.21	-14.16	8.89	4.92	0.34
03	A-B	4.30	11.18	2.73	6.82	13.64	-11.73	8.07	1.97	4.92
	B-C	4.30	9.82	6.82	5.46	12.37	-13.00	7.08	4.92	3.94
	C-D	4.20	9.76	5.46	5.46	12.39	-12.39	7.05	3.94	3.94
	D-E	4.30	9.82	5.46	6.82	13.00	-12.37	7.08	3.94	4.92
	E-F	4.30	11.18	6.82	2.73	11.73	-13.64	8.07	4.92	1.97
04	A-B	1.80	1.51	0.48	6.82	8.83	-1.78	1.08	0.34	4.92
	B-C	4.30	9.81	6.82	5.46	12.36	-13.00	7.08	4.92	3.94
	C-D	4.30	10.49	5.46	5.46	12.68	-12.68	7.57	3.94	3.94
	D-E	4.20	15.22	5.46	5.46	12.39	-12.39	7.05	3.94	3.94
	E-F	4.30	10.49	5.46	5.46	12.68	-12.68	7.57	3.94	3.94
	F-G	4.30	9.81	5.46	6.82	13.00	-12.36	7.08	3.94	4.92
	G-H	1.80	1.5	6.82	0.48	1.78	-8.83	1.08	4.92	0.34

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=15.22KN.m \\ M_{a\ rive} = 0.48KN.m \\ M_{a\ intermédiaire} = 6.82KN.m \\ T_{max}= 13KN.m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{a\ rive} =7.57\ KN.m \\ M_{a\ intermédiaire} = 0.34KN.m \\ M_{tmax}=4.92KN.m \end{array} \right.$$

IV.4.2.1. Calcul du Ferrailage des poutrelles.

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$;
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

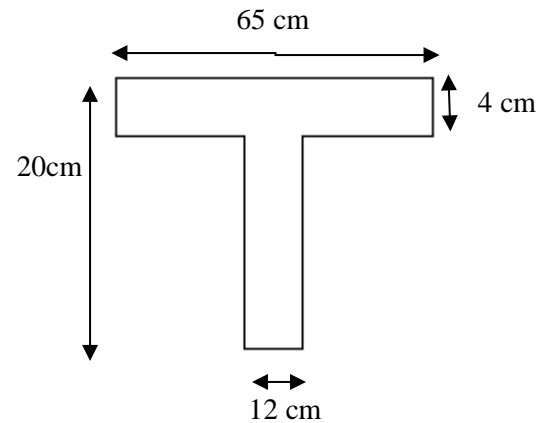


Figure IV.9 : Géométrie de la poutrelle.

• **Calcul des armatures longitudinales.**

a) **En travée.**

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,16 - (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 25,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 15,22 \text{ kN.m} < M_t = 25,79 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$\mu = \frac{M_{t_{\max}}}{f_{bc} d^2 b} = \frac{15,22 \cdot 10^3}{14,16 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,051 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,974$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t_{\max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,22 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 18 \cdot 348} = 2,49 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2})) + (12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 6,25 \text{ c}$$

$$V' = h_t - V_2 = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

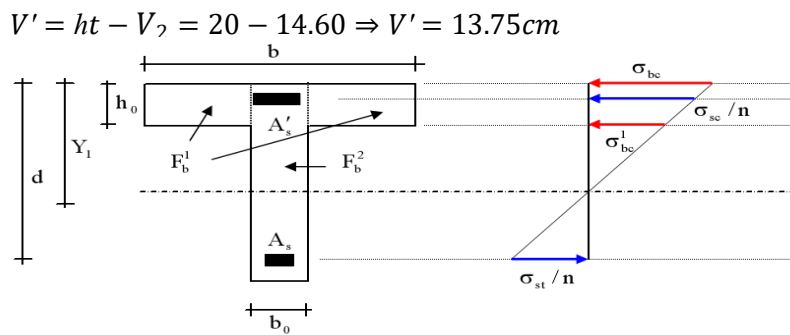


Figure IV.10. Notations utilisées pour le calcul de section d’acier pour une poutre en T

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V^2$$

$$I = 65 \cdot \frac{5.39^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (5.39)^2 = 15819.49 \text{ cm}^4$$

$$I = 14414.42 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{14414.42}{0,81 \times 20 \times 13.75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal}=2,49 \text{ cm}^2 > A_{min}=0,34 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte : **3T12 soit 3,39 cm²**

b) Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_{int}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6.82 \cdot 10^3}{14,16 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,119 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,119 \rightarrow \beta = 0,9364$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t_{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.82 \cdot 10^3}{0,9364 \cdot 18 \cdot 348} = 1.16 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{min} = \frac{14414.42}{0,81 \times 20 \times 6.25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal}=1.16 \text{ cm}^2 > A_{min}=0,75 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

On prend : **1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s=1.57 \text{ cm}^2$**

c) Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension(12x20).

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0.48 \cdot 10^3}{14,16 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,0084 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,996$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.48 \cdot 10^3}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0.08 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{14414.42}{0,81 \times 20 \times 6.25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.75 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

On prend : 1T10 (filante) ; $A_s = 1.79 \text{ cm}^2$

IV.4.2.2. Vérification des contraintes à L.E.S.

$$M_{ser} = 11,16 \text{ Kn.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 3.39 \text{ cm}^2$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$6y^2 + 262.85y - 1339.1 = 0 \Rightarrow y = 5,89 \text{ cm}$$

$$4 \text{ cm} < y = 5,89 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la nervure (section T).

• **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (5,89)^3 + 15 \times 3.39 (18 - 5,89)^2 = 11884.55 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7.57 \cdot 10^3}{11884.55} \cdot 5,89 = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 3.75MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant).**

L'effort tranchant maximal $T_{max}=13.00KN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,602MPa$$

• **Fissuration peu préjudiciable :**

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

$$\tau_u = 0,602MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Armatures transversales At (armatures de l'âme) :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \frac{\min(h}{35 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L)} \text{ en »mm »}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5.71mm.$$

on adopte : $\Phi_t = 6mm$.

• **Calcul des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St \leq \min(16.20; 40cm) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 16.20cm \Rightarrow St=15cm$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

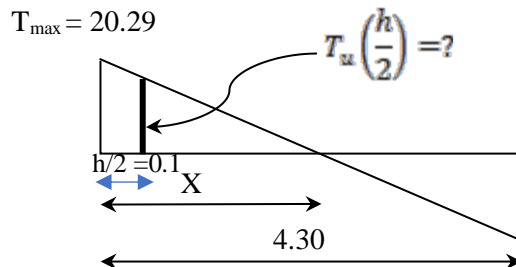
-K =1 (fissuration peu préjudiciable)

$$-f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 MPa) = 2,1 MPa$$

$$-\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 \quad -f_e = 400 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables



$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{\max} = 13.00\text{KN}$

$$X = \frac{L}{2} = \frac{Mw - Me}{qxl} = \frac{4.30}{2} + \frac{0.48 - 6.82}{5.90 \times 4.30} = 1.90\text{m}$$

$$L/2 = 0.20/2 = 0.10\text{m}$$

$$Donc : T_u(h/2) = \frac{13 \times (5.89 - 0.10)}{5.89} = 12.78\text{Kn}$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u(h/2) = \frac{12.32 \cdot 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$(1) \Rightarrow \left(\frac{At}{St}\right) \geq \frac{(0.57 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 400} = 2.3 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (2)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0.285; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{400} = 0,012 \text{ cm} \dots \dots (3)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{St}\right) \geq 0,012 \text{ cm}$,

On prend: $2\phi 6 = 0.57\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 12\text{cm}$

-Espaceement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi L,; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-Espaceement dans la Zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopter $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{4.92}{0.9.18.10^{-2}} = 30.37 \text{ KN} > T_u = 13 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

• **Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

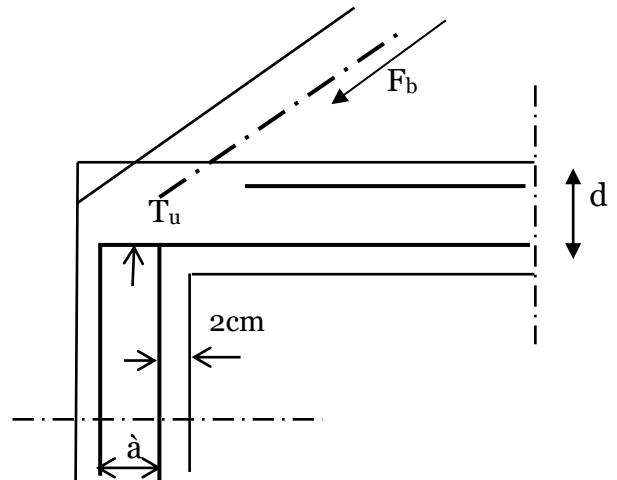
a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 13 \times 1.5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0153 \text{ m} = 1.53 \text{ cm}$$



$a = \min(a'; 0,9 d) \Rightarrow a' : \text{largeur d'appui} \Rightarrow a' = c - c' - 2 \text{ cm}$

$c' = 2 \text{ cm}$ (Enrobage) $\Rightarrow c : \text{la largeur de l'appui (poteau)} = 45$

$a' = 45 - 5 - 2 = 38 \text{ cm}$

$a = \min(38 \text{ cm}; 17,01 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm} > 1,53 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **Entraînement des armatures :**

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9 d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 13 \text{ kN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue

$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = \frac{13 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,852 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{user}} = 0,852 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

-Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_c / 4 \tau_s$,

ϕ : Diamètre d'une barre égale $10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$.

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,046 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,05 < \frac{7,57}{15 \times 9,84} = 0,054 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,3}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,73}{12,18} = 0,016 > \frac{4,30}{400} = 0,010 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5,89 \times 430}{EL} = 9,9, f_{adm} = \frac{430}{200} = 2,15 \text{ mm}$$

IV.4.2.3. Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant) :

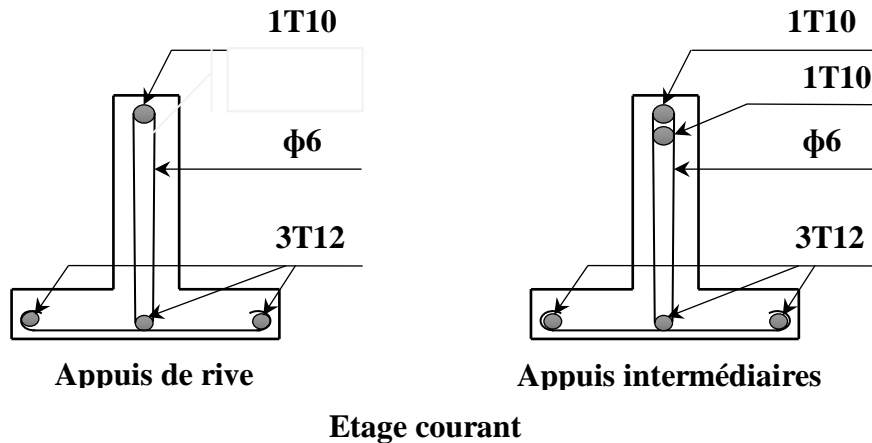


Figure IV.11. Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant).

IV.4.3. Calcul des poutrelles du plancher terrasse.

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$\begin{aligned} & (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ & = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned} \quad (1)$$

◆ **Les sollicitations maximales sont.**

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée} = 8.10 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 17.10 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15.06 \text{ KN} \end{cases}$$

VI.4.3.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L. U):

a) En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = \mathbf{25.79 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 8.10 \text{ KN.m} < 25.79 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x20) cm²

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9865$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.10 \cdot 10^3}{0,9865 \cdot 18 \cdot 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

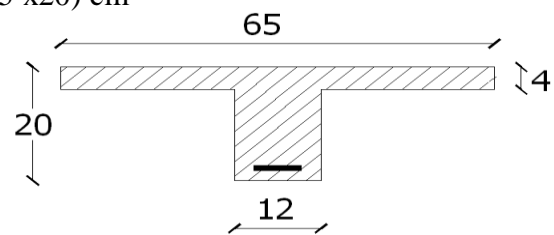


Figure IV.12. Section de calcul(2).

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,31 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Soit la section à prendre en compte **A_s = 1,31 cm²**

Donc on adopte: **3T10 soit 2,36 cm²** .

b) En appui :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12x20) cm² car le béton tendu négligé dans le calcul.

$$M_a = 17.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = 0,301 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,8155$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **1T14 + 1T16** ($A_s=3,35 \text{ cm}^2$).

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{adop}=3,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,42 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à L'E.L. S :

a) **En travées :**

• **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36\text{cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 4$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

• **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4)^3 + 15 \times 2,36 \cdot (18 - 4)^2 = 8325,07 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul des contraintes :**

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$M_{t-ser} = 5,11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{5.11.10^3}{8325.07} \cdot 4 = 2,45MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,45MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.....condition vérifiée.}$$

- **Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d-y)}{I} = 15 \frac{5.11 \cdot (18-3,4) \cdot 10^3}{9325.07} = 128.90MPa.$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})MPa = \min(128.90 ; 202) = 202MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 128.90MPa < \bar{\sigma}_{st} = 202MPa.....condition vérifiée.$$

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant).**

L'effort tranchant maximal $T_{max}=15.06KN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15.06 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,697MPa$$

- **Fissuration peu préjudiciable.**

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

$$\tau_u = 0,697MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa.....condition vérifiée$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Armatures transversales A_t (armatures de l'âme):**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \frac{\min(h}{35 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L)} \text{ en } \gg mm \gg$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5.71mm.$$

on adopte : $\Phi_t = 6mm$.

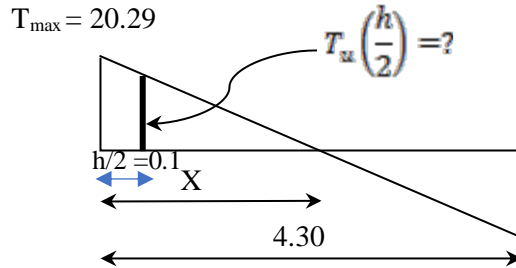
- **Calcul des espacements.**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St \leq \min(16.20; 40cm) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 16.20cm$$

On prend; $St=15cm$

• **Section des armatures transversales :**

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables



$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{\max} = 15.06 \text{KN}$

$$X = \frac{L}{2} = \frac{Mw - Me}{qxl} = \frac{4.30}{2} + \frac{4.30 - 0}{5.78 \times 4.30} = 2.32 \text{m}$$

$$L/2 = 0.20/2 = 0.10 \text{m}$$

$$\text{Donc : } T_u(h/2) = \frac{15.06 \times (2.32 - 0.10)}{2.32} = 14.42 \text{Kn}$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{14.42 \cdot 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0,80 \text{ Mpa}$$

$$(1) \Rightarrow \left(\frac{At}{St}\right) \geq \frac{(0.8 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 400} = 6.52 \times 10^{-3} \text{cm} \dots \dots (2)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times st} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times st} \geq \max (0,4; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{\min} \geq \frac{0,445 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{400} = 0,01 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{St}\right) \geq 0,01 \text{ cm}$,

Pour $St = 12 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,01 \times 12 = 0,12 \text{ cm}^2$

On prend: $2\phi 6 = 0.57 \text{cm}^2$ avec un espacement : $St = 12 \text{cm}$

-Espaceement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi L,; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-Espaceement dans la Zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 15.06 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 17.10 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{17.10}{0.9.18.10^{-2}} = 105.55 \text{ KN} > T_u = 15.06 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

• **Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

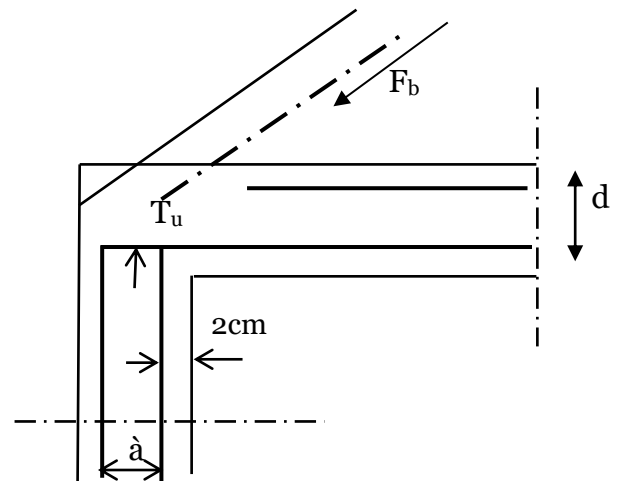
a: la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir } \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 15.06 \times 15}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0177 \text{ m} = 1.80 \text{ cm}$$



$$a = \min(a'; 0,9 d) \Rightarrow a' : \text{largeur d'appui} \Rightarrow a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)} \Rightarrow c : \text{la largeur de l'appui (poteau)} = 35$$

$$a' = 35 - 2 - 2 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(31 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 15,06 \text{ kN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = \frac{15,06 \times 10^3}{16,20 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 0,83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \emptyset f_c / 4\tau_s$.

\emptyset : Diamètre d'une barre égale $10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 35 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$.

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,046 > 0,044) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow (0,05 > 0,04) \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.3}{f_e} \right) \Rightarrow (0,0105 < 0,0107) \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

IV.4.3.3. Dessin de ferrailage des poutrelles (terrasse) :

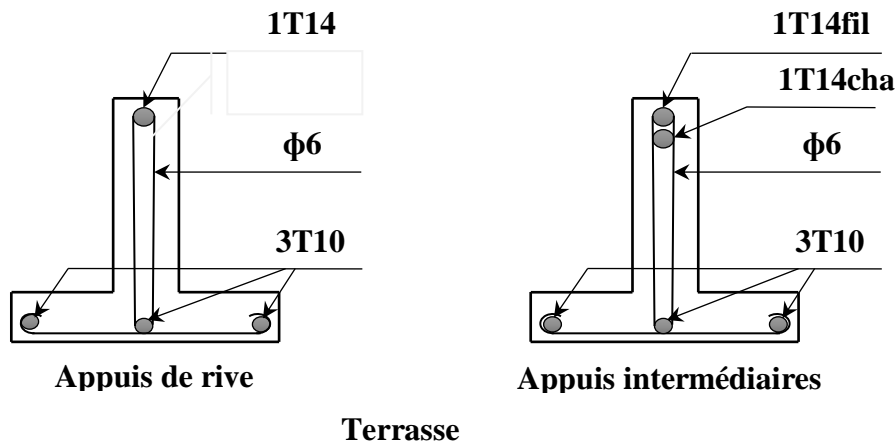


Figure IV.13: Dessin de ferrailage des poutrelles (terrasse).

IV.4.4. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

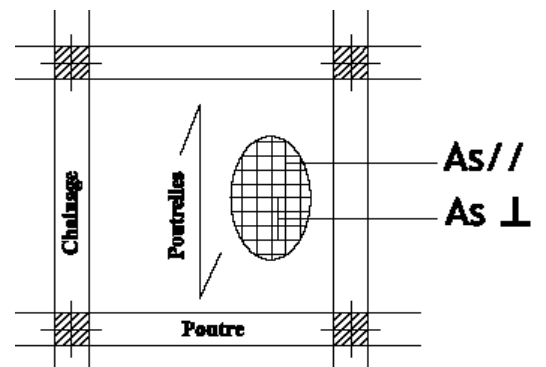


Figure IV.14. Ferrailage de la dalle de compression

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

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

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (armature perpendiculaire aux nervures)

$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (armatures parallèles aux nervures)

On prend un quadrillage en $\phi 6$ avec des mailles de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.

V.1. Introduction.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles, ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003 (Art.4.1.1.)

V.2. Méthode de calcul. Proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.

- Notre ouvrage est implanté à TIARET donc en Zone I
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Notre ouvrage, est en présence d'un sol

Meuble catégorie S3.

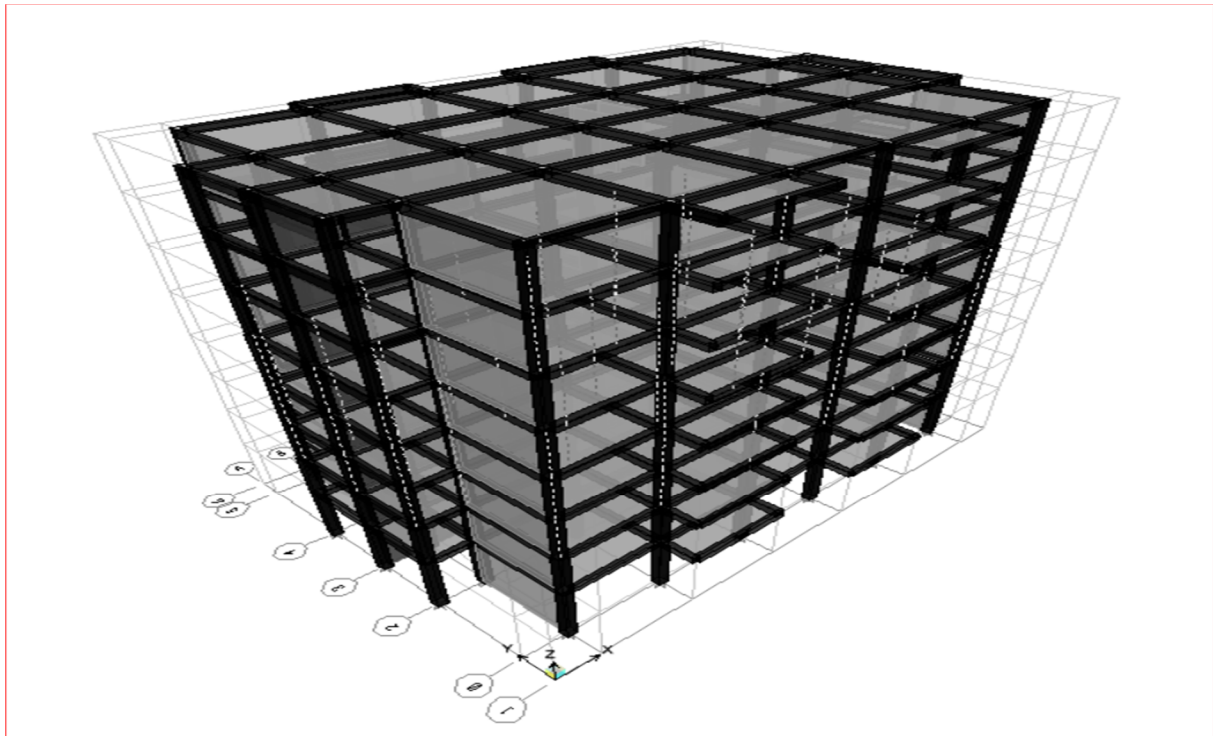
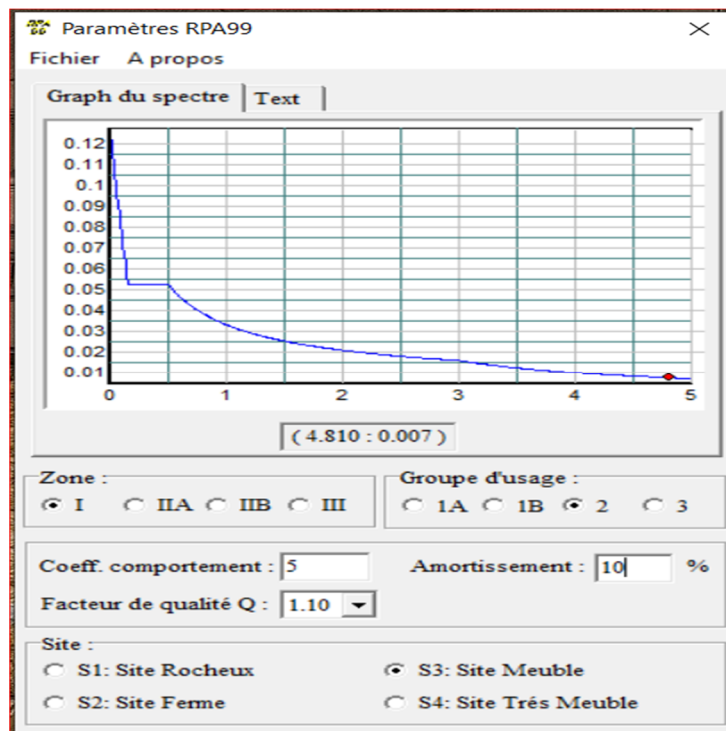


Figure V. 1. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3).

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



a) Spectre de réponse de calcul.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

b) Critères de classification selon les RPA99/Version 2003.

▪ Régularité en plan et en élévation

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq \frac{27,39}{19,20} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0,25 \rightarrow \frac{2,10}{27,39} < 0,25 \Rightarrow 0,08 > 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0,25 \rightarrow \frac{4,65}{19,20} < 0,25 \Rightarrow 0,24 < 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Notre structure est classée irrégulière en plan.

c) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) de

RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de

Site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale De la structure (T).

➤ **R : coefficient de comportement global de la structure**, sa valeur unique est

Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de

Contreventement.

- **Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction

Coefficient d'accélération de zone

- ◆ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient d'accélération de zone **A** est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA :

Pour une structure située en Zone (**I**) avec un groupe d'usage **2** on a **A = 0,10**

- ◆ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le Facteur d'amplification dynamique moyen **D** est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

selon formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 1. Périodes associées à la catégorie de site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 2. Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

d) Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad (I)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (II)$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par I et II.

On a un sol ferme \Rightarrow site2 donc

$$T_1 = 0,15 \text{ sec et } T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$$T_a = C_t [h_N]^{(3/4)} = 0,05 \times [28.50]^{(3/4)} = 0,60 \text{ sec}$$

$$T_b = \begin{cases} T_x = 0,09 h_n / \sqrt{D_x} = 0,09 \times 28.50 / \sqrt{27.39} = 0,49 \approx 0,5 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 h_n / \sqrt{D_y} = 0,09 \times 28.50 / \sqrt{19.20} = 0,58 \approx 0,60 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_{sta} = \min (T_a, T_b)$$

$$T_{sta} = \begin{cases} T_x = 0,49 \text{ sec} \\ T_y = 0,58 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \geq 0,7 ; \xi = 10\%$$

On a :

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta = 0,76 \times 2,5 = 1,90$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau V. 3. Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,1$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Notre structure est une structure mixte portique /voile avec interaction et par

Conséquent le coefficient de comportement R = 5 (Tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003)

- Une première constatation vise à placer en plan un nombre suffisant et une meilleure disposition des voiles de contreventement, pour cela plusieurs tentatives ont été abordées à commencer par la variante proposée par le BET

Cette mauvaise disposition de voiles tend à provoquer une torsion au mode fondamental de vibration de notre structure ce qui nous conduit à chercher une deuxième variante avec une meilleure disposition.

V.5. Poids total de la structure "W".

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99 .V 2003).

$$W_T = \sum w_i \text{ Avec } W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente.

W_{qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération (d'après RPA99 ; $\beta = 0,2$)

V.5.1. Détermination des poids totales (W_t)de la structure.

Tableau V. 4.détermination (W_t) au niveau de la terrasse

Plancher	$G \times s$	$6,48 \times 384,70$	2492,856 KN
Acrotère	$G \times \Sigma Li$	$0,069 \times 25 \times 98.18$	169,36 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times \frac{h_t}{2} \times \gamma b$	$36 \times 0.35^2 \times \frac{3.06}{2} \times 25$	168,68 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333.64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,83 \times 1.53 \times 85.08$	294.71 KN
Voile	$e_p \times \gamma_b \frac{h_t}{2} \Sigma Li$	$0,2 \times 1.53 \times 25 \times 30.54$	210.05 KN
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1 \times 473.495 \times 0,2$	94.70 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma_b \times \frac{h_t-b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 6.188$	23.21
			4330.49 KN

Tableau V. 5.détermination (W) au niveau de 6eme et 5eme étage

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.35^2 \times 3,06 \times 25$	337,37 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.7$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333,64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.06 \times 85.08$	589.42 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 79.65$	398.25 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$(7.24 \times 13.85) \times (5.64 \times 13.85)$	188.08 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 436.14 \times 0,2$	130.84 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 14.75$	55.31 KN
			4696.09 KN

Tableau V. 6.détermination (W) au niveau de 2eme et 3eme et 4eme étage

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.0.4^2 \times 3,06 \times 25$	440.64 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.7$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333,64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.06 \times 85.08$	589.42 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 79.65$	398.25 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$7.24 \times 13.85 + 5.64 \times 13.85$	188.08 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 436.14 \times 0,2$	130.84 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 14.75$	55.31 KN
			4799.37 KN

Tableau V. 7.détermination (W) au niveau de 1er étage

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.45^2 \times 3,57 \times 25$	650.63 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.70$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333,64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.57 \times 85.08$	687.66 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 92.63$	463.15 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$7.24 \times 13.85 \times 5.64 \times 13.85$	188.08 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 436.14 \times 0,2$	130.84 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma_b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 17.61$	55.31 KN
			5183.48 KN

Tableau V. 8.détermination (W) au niveau de RDC

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.45^2 \times 3.54 \times 25$	645.17 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.7$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 127.1$	378.34 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.54 \times 85.08$	333.64 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 91.74$	458.7 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$(7.24 \times 13.85 + 5.64 \times 13.85) / 2$	94.04 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$4 \times 436.14 \times 0,2$	348.91 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma_b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 17.45$	65.44 KN
			5227.92 KN

$$W_7 = 433.049 \text{ t}$$

$$W_6 = 469.609 \text{ t}$$

$$W_5 = 469.609 \text{ t}$$

$$W_4 = 479.937 \text{ t}$$

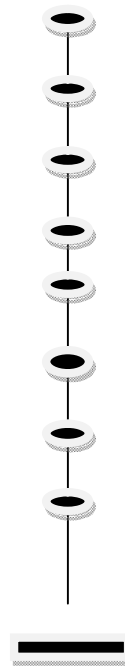
$$W_3 = 479.937 \text{ t}$$

$$W_2 = 479.937 \text{ t}$$

$$W_1 = 518.348 \text{ t}$$

$$W_0 = 522.792 \text{ t}$$

$$W_{\text{totale}} = 3853.23 \text{ t}$$



V.5.2. Définition des masses.

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g ;

W : Poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité ;

X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

V.5.3. Calcul des coefficients de participation modale.

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Tableau V. 9. participation modale.

Facteur de participation massique (%)							
Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	0
1	0.594558	69.8308	0.0399	0	69.8308	0.0399	0
2	0.581002	0.0398	69.933	0	69.8706	69.9729	0
3	0.509399	0.1971	0.0001	0	70.0677	69.973	0
4	0.139618	20.947	0.0049	0	91.0147	69.9779	0
5	0.136631	0.0051	19.8156	0	91.0199	89.7935	0
6	0.120365	0.0398	0	0	91.0597	89.7935	0
7	0.102146	0.0004	0.0001	0	91.0601	89.7936	0
8	0.071769	0.0003	0	0	91.0604	89.7936	0
9	0.06957	0.0009	0.0001	0	91.0613	89.7937	0
10	0.064366	5.9226	0.0001	0	96.9839	89.7938	0
11	0.061	0.0001	4.1379	0	96.9841	93.9318	0
12	0.06047	0.0009	2.3201	0	96.985	96.2518	0

$$W = \sum W_k = 3853.23 t$$

Le logiciel SAP peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Modale, les valeurs données sont

Modale, les valeurs données sont :

- **Sens longitudinal :**

$$\sum \alpha_x = 98\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$\sum \alpha_y = 98\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition « a » de l'article 4.3.4 du RPA, on passe à la condition « b » :

$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{9} = 9 \approx 9 \text{ modes et } T_k = 0,18 \leq 0,20 \text{ sec, de ce fait la participation massique est vérifiée dans les deux sens (longitudinal et transversal).}$

V.6. Calcul des déplacements.

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{\text{EK}}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{EK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau V. 11. les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x		Sens y-y					
		δ_{EK} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{EK} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
7	306	0,006	0,024	0,0036	0,0062	0,025	0,004	3,06	Vérifié
6	306	0,0051	0,0204	0,0036	0,0053	0,021	0,004	3,06	Vérifié
5	306	0,0042	0,0168	0,0036	0,0044	0,017	0,004	3,06	Vérifié
4	306	0,0033	0,0132	0,0036	0,0034	0,013	0,004	3,06	Vérifié
3	306	0,0024	0,0096	0,0032	0,0024	0,009	0,003	3,06	Vérifié
2	306	0,0016	0,0064	0,0028	0,0016	0,006	0,002	3,06	Vérifié
1	306	0,0009	0,0036	0,002	0,0009	0,004	0,002	3,06	Vérifié
RDC	408	0,0004	0,0016	0,0016	0,0004	0,002	0,002	4,08	Vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de Justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifiée.

Chapitre V:
Etude sismique

V.1. Introduction.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles, ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003 (Art.4.1.1.)

V.2. Méthode de calcul. Proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.

- Notre ouvrage est implanté à TIARET donc en Zone I
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Notre ouvrage, est en présence d'un sol

Meuble catégorie S3.

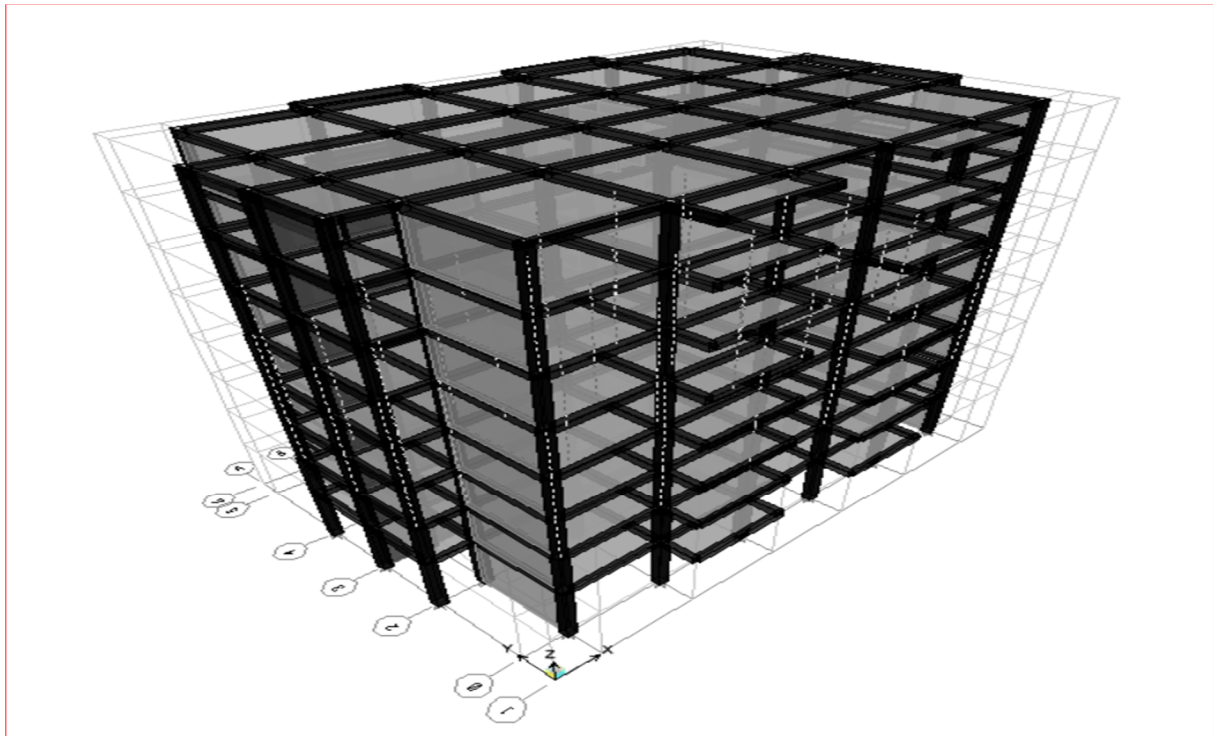
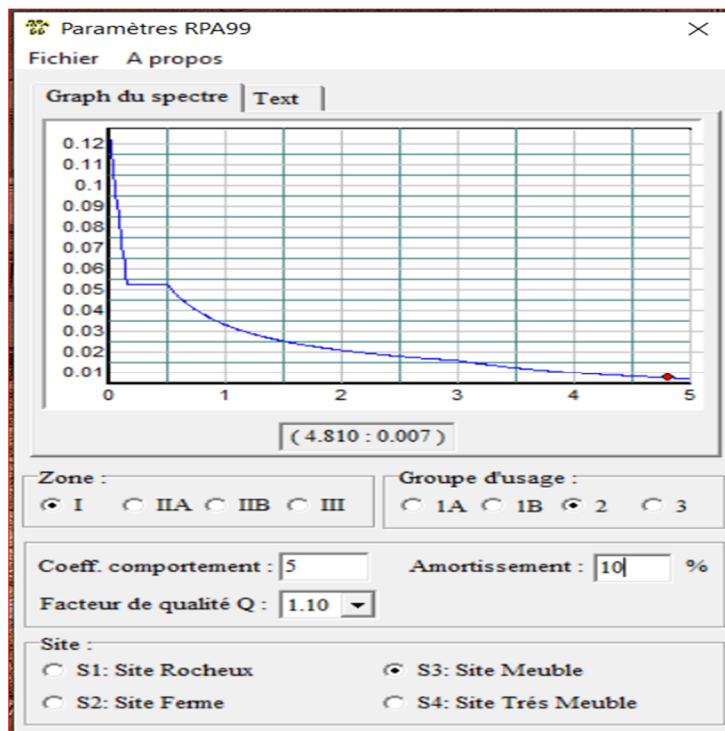


Figure V. 1. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3).

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



a) Spectre de réponse de calcul.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

b) Critères de classification selon les RPA99/Version 2003.

▪ Régularité en plan et en élévation

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq \frac{27,39}{19,20} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0,25 \rightarrow \frac{2,10}{27,39} < 0,25 \Rightarrow 0,08 > 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0,25 \rightarrow \frac{4,65}{19,20} < 0,25 \Rightarrow 0,24 < 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Notre structure est classée irrégulière en plan.

c) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) de

RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de

Site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale De la structure (T).

➤ **R : coefficient de comportement global de la structure**, sa valeur unique est

Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de

Contreventement.

- **Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction

Coefficient d'accélération de zone

- ◆ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient d'accélération de zone **A** est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA :

Pour une structure située en Zone (**I**) avec un groupe d'usage **2** on a **A = 0,10**

- ◆ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le Facteur d'amplification dynamique moyen **D** est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

selon formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 1. Périodes associées à la catégorie de site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 2. Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

d) Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad (I)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (II)$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par I et II.

On a un sol ferme \Rightarrow site2 donc

$$T_1 = 0,15 \text{ sec et } T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$$T_a = C_t [h_N]^{(3/4)} = 0,05 \times [28.50]^{(3/4)} = 0,60 \text{ sec}$$

$$T_b = \begin{cases} T_x = 0,09 h_n / \sqrt{D_x} = 0,09 \times 28.50 / \sqrt{27.39} = 0,49 \approx 0,5 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 h_n / \sqrt{D_y} = 0,09 \times 28.50 / \sqrt{19.20} = 0,58 \approx 0,60 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_{sta} = \min(T_a, T_b)$$

$$T_{sta} = \begin{cases} T_x = 0,49 \text{ sec} \\ T_y = 0,58 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \geq 0,7 ; \xi = 10\%$$

On a :

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta = 0,76 \times 2,5 = 1,90$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau V. 3. Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,1$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Notre structure est une structure mixte portique /voile avec interaction et par

Conséquent le coefficient de comportement R = 5 (Tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003)

- Une première constatation vise à placer en plan un nombre suffisant et une meilleure disposition des voiles de contreventement, pour cela plusieurs tentatives ont été abordées à commencer par la variante proposée par le BET

Cette mauvaise disposition de voiles tend à provoquer une torsion au mode fondamental de vibration de notre structure ce qui nous conduit à chercher une deuxième variante avec une meilleure disposition.

V.5. Poids total de la structure "W".

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99 .V 2003).

$$W_T = \sum w_i \text{ Avec } W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente.

W_{qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération (d'après RPA99 ; $\beta = 0,2$)

V.5.1. Détermination des poids totales (W_t) de la structure.

Tableau V. 4.détermination (W_t) au niveau de la terrasse

Plancher	$G \times s$	$6,48 \times 384,70$	2492,856 KN
Acrotère	$G \times \Sigma Li$	$0,069 \times 25 \times 98.18$	169,36 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times \frac{h_t}{2} \times \gamma b$	$36 \times 0.35^2 \times \frac{3.06}{2} \times 25$	168,68 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333.64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,83 \times 1.53 \times 85.08$	294.71 KN
Voile	$e_p \times \gamma_b \frac{h_t}{2} \Sigma Li$	$0,2 \times 1.53 \times 25 \times 30.54$	210.05 KN
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1 \times 473.495 \times 0,2$	94.70 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma_b \times \frac{h_t-b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 6.188$	23.21
			4330.49 KN

Tableau V. 5.détermination (W) au niveau de 6eme et 5eme étage

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.35^2 \times 3,06 \times 25$	337,37 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.7$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333,64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.06 \times 85.08$	589.42 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 79.65$	398.25 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$(7.24 \times 13.85) \times (5.64 \times 13.85)$	188.08 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 436.14 \times 0,2$	130.84 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 14.75$	55.31 KN
			4696.09 KN

Tableau V. 6.détermination (W) au niveau de 2eme et 3eme et 4eme étage

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.0.4^2 \times 3,06 \times 25$	440.64 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.7$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333,64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.06 \times 85.08$	589.42 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 79.65$	398.25 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$7.24 \times 13.85 + 5.64 \times 13.85$	188.08 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 436.14 \times 0,2$	130.84 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 14.75$	55.31 KN
			4799.37 KN

Tableau V. 7.détermination (W) au niveau de 1er étage

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.45^2 \times 3,57 \times 25$	650.63 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.70$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,35 \times 25 \times 127.1$	333,64 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.57 \times 85.08$	687.66 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 92.63$	463.15 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$7.24 \times 13.85 \times 5.64 \times 13.85$	188.08 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 436.14 \times 0,2$	130.84 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma_b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 17.61$	55.31 KN
			5183.48 KN

Tableau V. 8.détermination (W) au niveau de RDC

Plancher	$G \times s$	$5,06 \times 436.14$	2206.49 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$36 \times 0.45^2 \times 3.54 \times 25$	645.17 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$5.25 \times 0,12 \times 23.7$	14.93 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,45 \times 25 \times 112.1$	441.39 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 127.1$	378.34 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0.8 \times 2,83 \times 3.54 \times 85.08$	333.64 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 25 \times 91.74$	458.7 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	$(7.24 \times 13.85 + 5.64 \times 13.85) / 2$	94.04 KN
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$4 \times 436.14 \times 0,2$	348.91 KN
Voile (A)	$e_p \times \gamma_b \times \frac{h_t - b}{2} \Sigma Li$	$0.15 \times 25 \times 17.45$	65.44 KN
			5227.92 KN

$$W_7 = 433.049 \text{ t}$$

$$W_6 = 469.609 \text{ t}$$

$$W_5 = 469.609 \text{ t}$$

$$W_4 = 479.937 \text{ t}$$

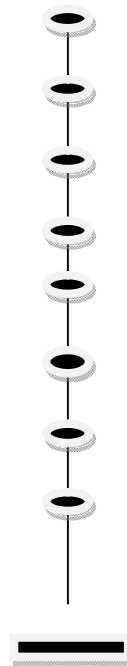
$$W_3 = 479.937 \text{ t}$$

$$W_2 = 479.937 \text{ t}$$

$$W_1 = 518.348 \text{ t}$$

$$W_0 = 522.792 \text{ t}$$

$$W_{\text{totale}} = 3853.23 \text{ t}$$



V.5.2. Définition des masses.

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g ;

W : Poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité ;

X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

V.5.3. Calcul des coefficients de participation modale.

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Tableau V. 9. participation modale.

Facteur de participation massique (%)							
Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	0
1	0.594558	69.8308	0.0399	0	69.8308	0.0399	0
2	0.581002	0.0398	69.933	0	69.8706	69.9729	0
3	0.509399	0.1971	0.0001	0	70.0677	69.973	0
4	0.139618	20.947	0.0049	0	91.0147	69.9779	0
5	0.136631	0.0051	19.8156	0	91.0199	89.7935	0
6	0.120365	0.0398	0	0	91.0597	89.7935	0
7	0.102146	0.0004	0.0001	0	91.0601	89.7936	0
8	0.071769	0.0003	0	0	91.0604	89.7936	0
9	0.06957	0.0009	0.0001	0	91.0613	89.7937	0
10	0.064366	5.9226	0.0001	0	96.9839	89.7938	0
11	0.061	0.0001	4.1379	0	96.9841	93.9318	0
12	0.06047	0.0009	2.3201	0	96.985	96.2518	0

$$W = \sum W_k = 3853.23 t$$

Le logiciel SAP peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Modale, les valeurs données sont

Modale, les valeurs données sont :

- **Sens longitudinal :**

$$\sum \alpha_x = 98\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$\sum \alpha_y = 98\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition « a » de l'article 4.3.4 du RPA, on passe à la condition « b » :

$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{9} = 9 \approx 9 \text{ modes et } T_k = 0,18 \leq 0,20 \text{ sec, de ce fait la participation massique est vérifiée dans les deux sens (longitudinal et transversal).}$

V.5.4. Calcul de l'effort.

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,9 \times 1,25}{5} \times 3853.23 = 161.06 t$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,9 \times 1,25}{4} \times 3853.23 = 146.42 t$$

On doit vérifier 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{dyn} = 0,62 \text{ sec} < T_2 = T + 30\%T = 1,3 \times 0,49 = 0,637 \text{ sec} \\ \qquad \qquad \qquad \text{et} \\ T = 0,62 \text{ sec} > T_2 = 0,637 \text{ sec} \end{array} \right. \Rightarrow T = 0,49 \text{ sec}$$

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 157.07 t > 80\%V_{st} = 128.85 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 160.78 > 80\%V_{st} = 117.14 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✧ Evaluation des excentricités

Tableau V. 10.Evaluation des excentricités

Story	Mass X	Mass Y	XCM	XCR	EX	YCM	YCR	EY
STORY1	473.23	473.23	13.551	13.544	0.007	9.755	9.986	0.141
STORY2	541.7053	541.7053	13.55	13.544	0.006	9.771	9.987	0.141
STORY3	541.7053	541.7053	13.55	13.544	0.006	9.771	9.985	0.141
STORY4	550.2221	550.2221	13.55	13.544	0.006	9.773	9.98	0.141
STORY5	560.6515	560.6515	13.55	13.544	0.006	9.775	9.973	0.141
STORY6	560.6515	560.6515	560.6515	13.544	0.006	9.775	9.962	0.141
STORY7	570.5589	570.5589	13.55	13.544	0.006	9.777	9.948	0.141
STORY8	617.6839	617.6839	13.55	13.545	0.005	9.786	9.927	0.141

V.6. Calcul des déplacements.

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{\text{EK}}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{EK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau V. 11. les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x		Sens y-y					
		δ_{EK} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{EK} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
7	306	0,006	0,024	0,0036	0,0062	0,025	0,004	3,06	Vérifié
6	306	0,0051	0,0204	0,0036	0,0053	0,021	0,004	3,06	Vérifié
5	306	0,0042	0,0168	0,0036	0,0044	0,017	0,004	3,06	Vérifié
4	306	0,0033	0,0132	0,0036	0,0034	0,013	0,004	3,06	Vérifié
3	306	0,0024	0,0096	0,0032	0,0024	0,009	0,003	3,06	Vérifié
2	306	0,0016	0,0064	0,0028	0,0016	0,006	0,002	3,06	Vérifié
1	306	0,0009	0,0036	0,002	0,0009	0,004	0,002	3,06	Vérifié
RDC	408	0,0004	0,0016	0,0016	0,0004	0,002	0,002	4,08	Vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de Justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifiée.

Chapitre VI:
Ferraillage des portiques et des
voiles de contreventement

VI. Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, Poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme Etapes 9.6 qui nous a permis de calculer les portiques et les voiles.

VI.1. Ferrailage des portiques :

VI.1.1. Ferrailage des poutres :

a) Méthode de calcul :

Les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible. Donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{ème} genre : $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

✓ Pour une situation courante : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

✓ Pour une situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

➤ Section d'armatures minimales : $A_{min}=0,7\%$ (bxh)

➤ Section d'armatures maximales : $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

VI.1.2. Exemple de calcul (Poutre du plancher terrasse) :

VI.1.2.1. Poutre principale de rive (30x45) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,7\%(bxh) = 0,7 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{9,45\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

➤ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 22.34 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 16.46 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,74 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la poutre $ht = 45\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 40,5 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22.34 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,0245 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,988 \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.34 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 40,5 \cdot 400} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T16** ce qui nous donne **A = 10.65** cm² / ml

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 35.85 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 26.35 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,74 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{35.85 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,039 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9855$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.85 \cdot 10^3}{0,9855 \cdot 40,5 \cdot 400} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T16** ce qui nous donne **A = 10.65** cm² / ml

VI.1.2.2. Poutre principale intermédiaire (30x45) cm² :

Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,7\%(bxh) = 0,7 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{9,45 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\%(bxh) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 60.528 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 46.37 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,76 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h_t = 45 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h_t = 40,5 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{60.528 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 14,17} = 0,086 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,955$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60.528 \cdot 10^3}{0,955 \cdot 40,5 \cdot 348} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T16** ce qui nous donne **A = 10.65 cm² / ml**

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 61.147 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 57.763 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 0,94 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{61.147 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 14,48} = 0,067 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9655$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61.147 \cdot 10^3}{0,9655 \cdot 40,5 \cdot 400} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T16** ce qui nous donne **A = 10.65** cm² / ml

VI.1.2.3. Poutre secondaire de rive (30x35) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,7\% (bxh) = 0,7 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{7.35 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{49 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

➤ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 15.079 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 19.127 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 1.26 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $ht = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 31.5 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{19.127 \cdot 10^3}{30 \cdot (31.5)^2 \cdot 18,48} = 0,069 < 0,034 \rightarrow A's = 0 \quad \beta = 0,984$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.127 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 31.5 \cdot 400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T14** ce qui nous donne **A = 9.24** cm² / ml

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 25.902 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 28.543 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 1.10 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{25.902 \cdot 10^3}{30 \cdot (31.5)^2 \cdot 18,48} = 0,047 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9755$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.902 \cdot 10^3}{0,9755 \cdot 31.5 \cdot 400} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T14** ce qui nous donne **A = 9.24 cm² / ml**

VI.1.2.4. Poutre secondaire intermédiaire (30x35) cm² :

Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,7\% (bxh) = 0,7 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{7.35 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{49 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

➤ **En travée :**

$$(\text{Sp}_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 48.38 \text{ KN.m}$$

$$(\text{Sp}_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 45.02 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0.93 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h_t = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 31.5 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{48.38 \cdot 10^3}{30 \cdot (31.5)^2 \cdot 18,48} = 0,087 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9545$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48.38 \cdot 10^3}{0,9545 \cdot 31.5 \cdot 400} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T14** ce qui nous donne **A = 9.24 cm² / ml**

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 47.686 \text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 48.84 \text{KN.}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1.02 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{47.686.10^3}{30.(31.5)^2.18,48} = 0,086 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,955$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{47.686.10^3}{0,955.31.5.400} = 3.96 \text{cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T14** ce qui nous donne **A =9.24cm² / ml**

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferraillage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VI 1.Récapitulation du ferraillage des poutres principales de rive

Niveau	Section	Moment (t.m)	A min (cm ²)	A calculer (cm ²)	A adopter (cm ²)
RDC	Appuis	36.77	9.45	2.68	3T16+3T14 = 10,05
	Travée	22.81	9.45	1.64	3T16+3T14 = 10,05
Etage Courant	Appuis	36.04	9.45	2.69	3T16+3T14 = 10,05
	Travée	22.81	9.45	1.63	3T16+3T14 = 10,05
Terrasse	Appuis	35.85	9.45	2.25	3T16+3T14 = 10,05
	Travée	22.34	9.45	1.39	3T16+3T14 = 10.65

Tableau VI 2.Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Niveau	Section	Moment (t.m)	A min (cm ²)	A calculer (cm ²)	A adopter (cm ²)
RDC	Appuis	68.289	9.45	5.11	3T16+3T14 =10,05
	Travée	23.148	9.45	1.67	3T16+3T14 = 10.65
Etage Courant	Appuis	101.825	9.45	7.87	3T16+3T14 =10.65
	Travée	29.581	9.45	3	3T16+3T14 = 10.65
Terrasse	Appuis	61.147	9.45	3.90	3T16+3T14 = 10.65
	Travée	60.528	9.45	4.49	3T16+3T14 = 10.65

Tableau VI 3.Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Niveau	Section	Moment (t.m)	A min (cm ²)	A calculer (cm ²)	A adopter (cm ²)
RDC	Appuis	27.31	7.35	2.58	6T14=9,24
	Travée	20.845	7.35	1.95	6T14= 9,24
Etage Courant	Appuis	5.926	7.35	0.54	6T14= 9,24
	Travée	6.66	7.35	0.61	6T14= 9,24
Terrasse	Appuis	25.902	7.35	2.10	6T14= 9,24
	Travée	19.127	7.35	1.54	6T14= 9,24

Tableau VI 4.Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Niveau	Section	Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculer (cm ²)	A adopter (cm ²)
RDC	Appuis	14.085	7.35	1.31	6T14== 9,24
	Travée	8.484	7.35	0.78	6T14== 9,24
Etage Courant	Appuis	11.736	7.35	1.085	6T14== 9,24
	Travée	5.741	7.35	0.53	6T14== 9,24
Terrasse	Appuis	47,686	7.35	3.96	6T14= 9,24
	Travée	48.38	7.35	4.02	6T14= 9,24

VI.1.3. Vérifications :

VI.1.3.1. Poutres principale (30x45) cm² :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 45 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A_{min}.....condition vérifiée.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{102,87 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,864 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,864 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq 12,85 \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espace :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 11,25 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,43 ; 0,4 \} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,43 \times 30}{235} = 0,055 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,86 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,038 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{adoptée}} \geq 0,06 \text{ cm}$$

$$D'où : \begin{cases} A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 54.72 \text{ kN} ; M_{ap} = 26.35 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{26.35}{0,9 \times 30 \times 10^{-2}} = 97.59 \text{ kN.m} > 90,30 \text{ kN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 54.72 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,027 \text{ m} = 2,7 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 3,6 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 54.72 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 6$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{54.72 \times 10^3}{36,45 \times 4,4 \times 6 \times 10^2} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_2 = d - (c + \frac{\Phi}{2} + r) ; L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2)1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,37 \text{ cm} \\ L_1 = 1,87 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,35 \text{ cm} \\ L_1 = 1,21 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et IIa} \\ 50\Phi \text{ en zone IIb et III} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 16.215 \text{ KN.m} ; A = 9.24 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 138.6y - 5613.3 = 0 \rightarrow y = 15.26 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 \\ &= \frac{30 \times 15.26^3}{3} + (15 \times 9.24 \times (40.5 - 15.26)^2) = 123831.78 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16.215 \times 10^3}{123831.78} \times 15.26 = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{16.215 \times 10^3}{123831.78} \times (40.5 - 15.26) = 49.57 \text{ MPa}$$

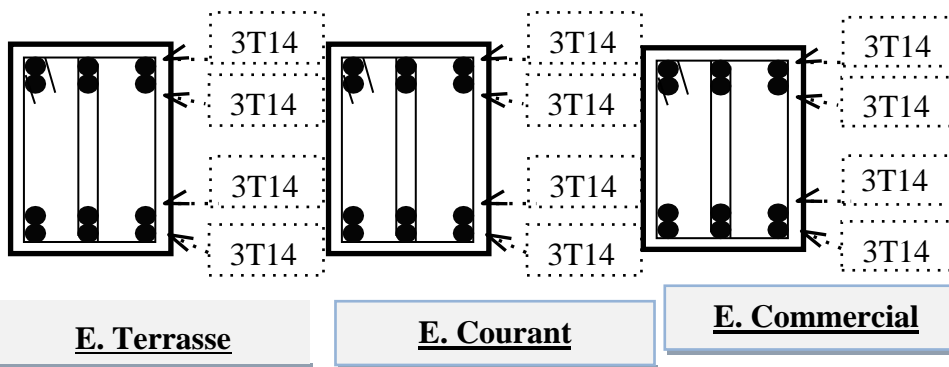
$\sigma_{st} = 49.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{430} = 0,10 > 0,062 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > 0,087 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 40.5} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

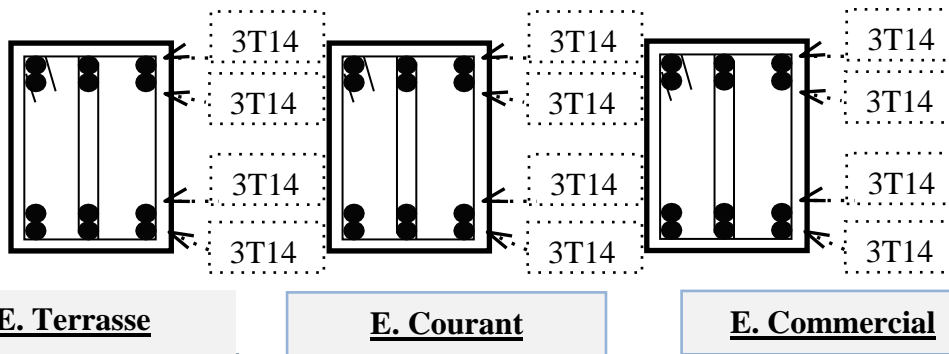
Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

FERRAILLAGE DES POUTRES.

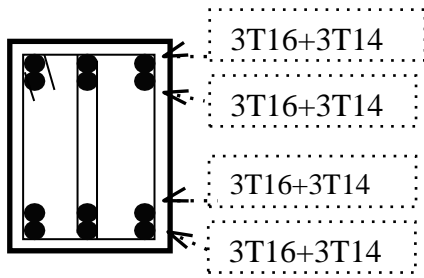
POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm² : (Poutres de Rive)



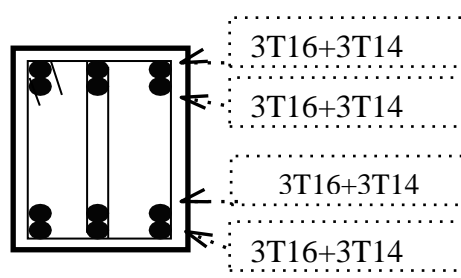
POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm² : (Poutres Intermédiaires)



POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm² : (Poutres de Rive)

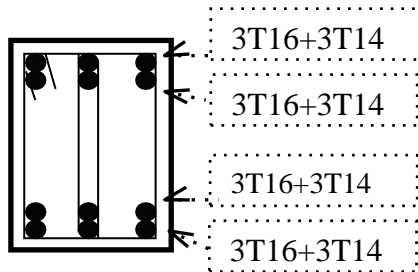


E. Terrasse

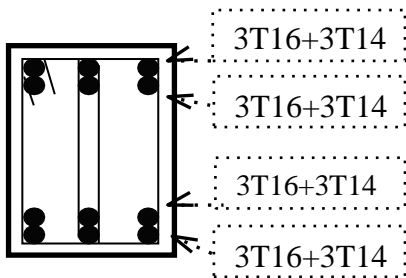


E. Commercial

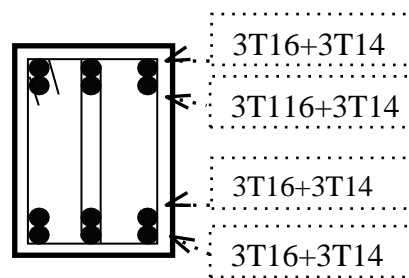
E. Courant



POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm² : (Poutres Intermédiaires)



E. Terrasse



E. Courant

E. Commercial

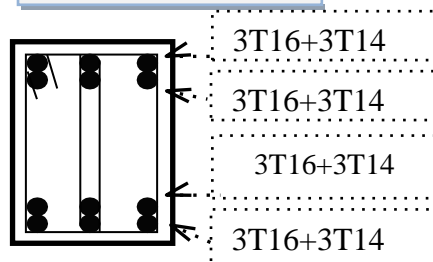


Figure VI. 1. Schéma de ferrailage des poutres.

VI.2. Ferrailage des poteaux.

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être hautes adhérences droites et sans crochet ;
- ✓ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- ✓ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et IIa} \\ 50\Phi \text{ en zone IIb et III} \end{cases}$
- ✓ Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI 5. Armatures minimales pour les poteaux

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1(45 x 45) cm ²	14,18	81	121,5
Type 2(40 x 40) cm ²	11,2	64	96
Type 3(35 x 35) cm ²	8,58	49	73,5

VI.2.1. Exemple de calcul.**1. Les sollicitations défavorables**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (t.m) .

Tableau VI 6.Sollicitations du premier genre.

Étages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(45 x 45) cm ²	(40 x 40) cm ²	(35x 35) cm ²
A	$N_{max}[t]$	1008.33	1002.06	100.19
	$M_{cor}[t.m]$	4.871	17.957	4.377
B	$N_{min}[t]$	9.746	999.45	99.60
	$M_{cor}[t.m]$	2.779	21.641	3.703
C	$M_{max}[t.m]$	1630.62	670.37	3331.36
	$N_{cor}[t]$	9.746	9.809	9.931

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Tableau VI 7.Sollicitations du deuxième genre.

Étages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(45 x 45) cm ²	(40 x40) cm ²	(35x 35) cm ²
A	$N_{max}[t]$	1000.73	99.94	99.85
	$M_{cor}[t.m]$	7.329	0.66	14.462
B	$N_{min}[t]$	995.02	0,55	0.04
	$M_{cor}[t.m]$	11.126	2.654	5.415
C	$M_{max}[t.m]$	9.985	443.32	248.39
	$N_{cor}[t]$	421.73	9.995	9.98

Poteaux RDC (45x45) cm²:**❖ Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :**

a) $N_{max}=1008.33kN$ $M_{cor}=4.871kN.m$

a. Détermination du centre de pression.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4.871}{1008.33} = 4.83 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1008.33 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 4.83 \times 10^{-3} \right) = 176,62 \text{ KN.m}$$

b. Vérification si la section est surabondante.

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 10^{-3} \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1008.33 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{1008.33 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1008.33 < 2324,23 \text{ KN}$ condition vérifiée

$M_u = 176.62 \text{ KN.m} < 411.2 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

b) $N_{\min} = 975.77 \text{ KN}$

$M_{\text{corr}} = 2.779 \text{ KN.m}$

c. Détermination du centre de pression.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.779}{975.77} = 2.85 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 975.77 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 2.85 \times 10^{-3} \right) = 172.86 \text{ KN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante.

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 975.77 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{975.77 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$N_u = 975.77 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN}$ condition vérifiée

$M_u = 172.86 \text{ KN.m} < 372.30 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

c) $M_{\max} = 1630.62 \text{ KN}$

$N_{\text{corr}} = 9.746 \text{ KN.m}$

e. Détermination du centre de pression.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1630.62}{9.746} = 167.31 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1630.62 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 167.31 \right) = 1628,86 \text{ KN.m}$$

f. Vérification si la section est surabondante.

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1630.62 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{1630.62 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1630.62 \text{KN} < 2324,23 \text{KN}$ condition vérifiée
 $M_u = 1628,86 \text{KN.m} < 3.87 \text{KN.m}$ condition non vérifiée

($A_3 \neq A_3'$).

❖ Combinaison de 2^{er} genre (G+Q+E) :

a) $-N_{\max} = 1000.73 \text{KN}$ $M_{\text{corr}} = 7.329 \text{KN.m}$

a. Détermination du centre de pression.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7.329}{1000.73} = 7,32 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1000.73 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 7,32 \times 10^{-3} \right) = 172.81 \text{KN.m}$$

b. Vérification si la section est surabondante.

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 1000.73 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{1000.73 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1000.73 \text{KN} < 2324,23 \text{KN}$ condition vérifiée
 $M_u = 172.81 \text{KN.m} < 401.97 \text{KN.m}$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

b) $N_{\min} = 995.02 \text{KN}$ $M_{\text{corr}} = 11.126 \text{KN.m}$

c. Détermination du centre de pression.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.126}{995.02} = 1,12 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 995.02 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 1,3 \times 10^{-3} \right) = 190.25 \text{KN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante.

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 995.02 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{995.02 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$N_u = 995.02KN < 2324,23KN$ condition vérifiée
 $M_u = 190.25KN.m < 395.1KN.m$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A_5' = 0$).

➤ (c) $-M_{max} = 9.985KN$ $N_{corr} = 250.01KN.m$

e. Détermination du centre de pression.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.985}{250.01} = 3,99 \times 10^{-2} m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 250.01 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 3,99 \times 10^{-2} \right) = 54.97KN.m$$

f. Vérification si la section est surabondante.

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 250.01 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{250.01 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$N_u = 250.01KN < 2324,23KN$ condition vérifiée
 $M_u = 54.97KN.m < 55.84KN.m$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

❖ **Section adoptée**

$$A_{adoptée} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{min RPA})$$

$$A_{adoptée} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 3.87 ; 0 ; 0 ; 14.175)$$

$$A_{adoptée} = 14.175cm^2$$

$$\text{Choix : } 4T16 + 4T16 = 16.08cm^2$$

❖ Vérifications complémentaires.

a. Vérifications de la contrainte de cisaillement.

Le poteau le plus sollicité est de type (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{6,48 \times 10^2}{45 \times 40,5} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. Calcul des armatures transversales.

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

➤ Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

On adopte un $\Phi 8$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

➤ L'espacement des armatures.

D'après le RPA 99/2003 on

$$a : \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 648}{45 \times 235} = 2,29 \text{ cm}^2$$

c. Quantité d'armatures transversales minimales.

$A_t / (T \times b)$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 8\Phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

d. Vérification de la section minimale d'armatures transversales.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$< 2,03 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

e. Détermination de la zone nodale.

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

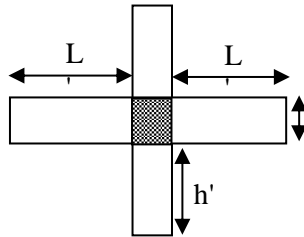


Tableau VI 8.Ferraillage des Poteaux

Poteau		Effort	Valeur en kN/kN.m	As Calculée (cm ²)	As min (cm ²)	Choix	As cm ²
45x45	E.L.U	N _{max}	1008.33	0	14,18	4T16+4T16	16.08
		M _{corr}	4.871				
		N _{min}	975.77	0			
		M _{corr}	2.779				
		M _{max}	1630.62	3.87			
		N _{corr}	9.746				
	G+Q+E 08G+E	N _{max}	1000.73	0			
		M _{corr}	7.329				
		N _{min}	995.02	0			
		M _{corr}	11.126				
M _{max}		9.985	0				
N _{corr}	250.01						
40x40	E.L.U	N _{max}	1002.06	0	12,8	4T16+4T14	14,20
		M _{corr}	17.957				
		N _{min}	999.45	0			
		M _{corr}	21.642				
		M _{max}	670.37	3.444			
		N _{corr}	9.809				
	G+Q+E 08G+E	N _{max}	99.94	0			
		M _{corr}	0.66				
		N _{min}	0.55	0			
		M _{corr}	2.654				
M _{max}		443.32	0				
N _{corr}	9.995						
35x35	E.L.U	N _{max}	100.19	0	8.575	4T14+4T12	10,68
		M _{corr}	4.377				
		N _{min}	99.60	0			
		M _{corr}	3.703				
		M _{max}	331.36	0			
		N _{corr}	9.931				
	G+Q+E 08G+E	N _{max}	99.85	0			
		M _{corr}	14.462				
		N _{min}	0.04	5.42			
		M _{corr}	5.415				
M _{max}		248.39	3.040				
N _{corr}	9.98						

FERRAILLAGE DES POTEAUX.

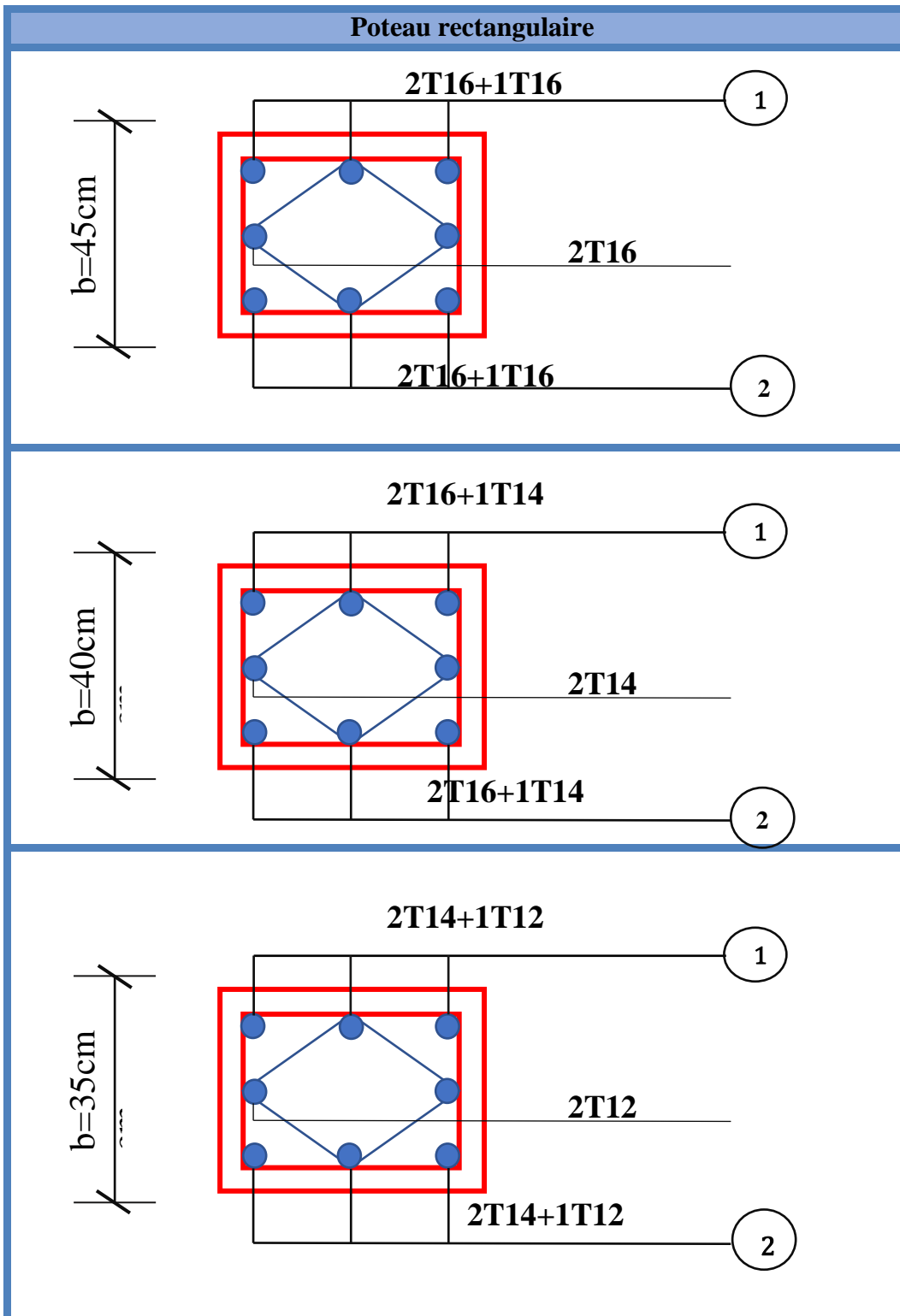


Figure VI. 2. Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.3. Introduction.

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile.

V.3.1. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

a. Conception.

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion)
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) .
- ✓ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b. Calcul.

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure

c. Principe de calcul.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$; Vérification du béton;
- ✓ $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifié selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- ✓ Armatures verticales ;
- ✓ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs);
- ✓ Armatures transversales

VI.3.2. Méthode de calcul.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM):

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MxV}{I} \leq \sigma = \frac{0,85f_c 28}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10 %.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.3.3. Ferrailage des voiles :**VI.3.3.1. Exemple de calcul :****a. Epaisseur de calcul.**

$$e = \frac{h_e}{22} = \frac{408}{22} = 18,55 \text{ cm.}$$

On prend : e = 20cm

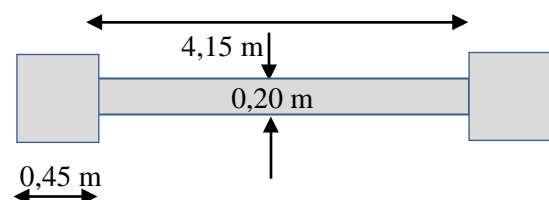


Figure VI. 3.Type de voile

$$A = (a \times 4.20) + 0,45^2 \times 2 = 1,25 \text{ m}^2$$

$$A=1.25\text{m}^2$$

$$\begin{aligned}
 I &= 1.23\text{m}^4 \\
 V &= 2.55 \text{ m} \\
 N &= 999.37\text{Kn} \\
 M &= 12.22\text{Kn.m} \\
 T &= 6.37\text{Kn}
 \end{aligned}$$

b. Détermination des contraintes.

$$\begin{cases}
 \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} == 820.83 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} == 790.89 \text{ kn/m}^2
 \end{cases}$$

On à

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".
 Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

c. Calcul des armatures verticales.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0.15\% .a.L$$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d. Le diamètre des armatures.

$$\begin{aligned}
 \emptyset &\leq 1/10 \times a \text{ (mm)} \\
 \emptyset &\leq (1/10).200 \\
 \emptyset &\leq 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

On adopte :

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

e. L'espacement des armatures.

➤ Selon le BAEL 91, on à :

$$\begin{aligned}
 St &\leq \min \{ 2xa, 33 \text{ cm} \} \\
 St &\leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).
 \end{aligned}$$

➤ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$\begin{aligned}
 St &\leq \min \{ 1.5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \\
 St &\leq \min \{ 30 , 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).
 \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{aligned}
 St &\leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{RPA 99} \} \\
 St &\leq 30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $2 \times 5T12 = 11,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

f. calcul des armatures transversales .

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **4φ8 par m²**.

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b .

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1.4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{6.37 \times 1.4 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3.672} = 0,012 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,012 \text{ Mpa} < 0,05 f_{c28} = 1,2 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VI.3.4. Disposition des armatures :

4.1. Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ Condition. Vérifiée.

$L = 420 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 42 \text{ cm}$.

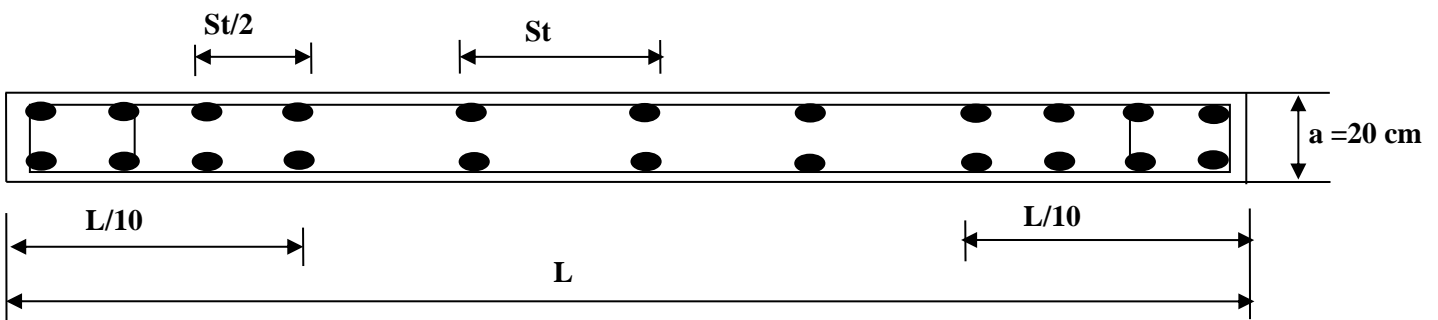


Figure VI. 4.Disposition des armatures verticales dans les voiles.

4.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux

règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

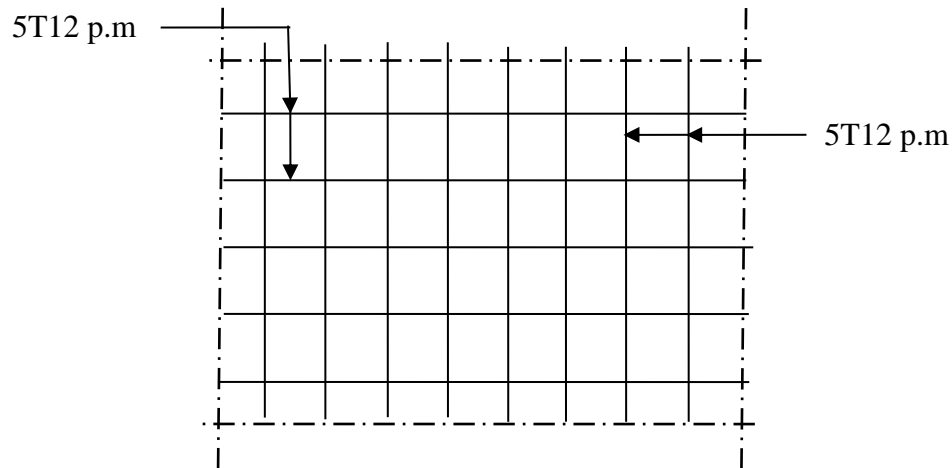


Figure VI. 5.Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VII:
Etude de l'infrastructure

VII.1. Calcul du voile périphérique (sous-sol).

VII.1.1. Introduction.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique. D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Pour notre cas le voile périphérique joue un rôle d'un mur de soutènement donc on peut faire le calcul pour une dalle pleine.

D'où les caractéristiques du sol à soutenir sont :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 30^\circ$.

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) - \left(\frac{2 \times 20}{18 \times 3}\right) \text{tg}(45^\circ - 30^\circ) = 0,1$

$K_a' = K_a = 0,1$

VII.1.2. Dimensionnement.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

VII.1.3. Calcul des charges.

VII.1.3.1. Poussée des terres.

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h \text{ avec: } \begin{cases} P_1: \text{poussée des terres.} \\ \gamma: \text{poids spécifique des terres} \\ h: \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,1 \times 18 \times 3,00 = 0,270 \text{ t/ml}$$

VII.1.3.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge.

$$P_2 = K_a' \cdot q \cdot h = 0,1 \times 0,4 \times 3,00 = 0,12 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K_a' \cdot \phi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

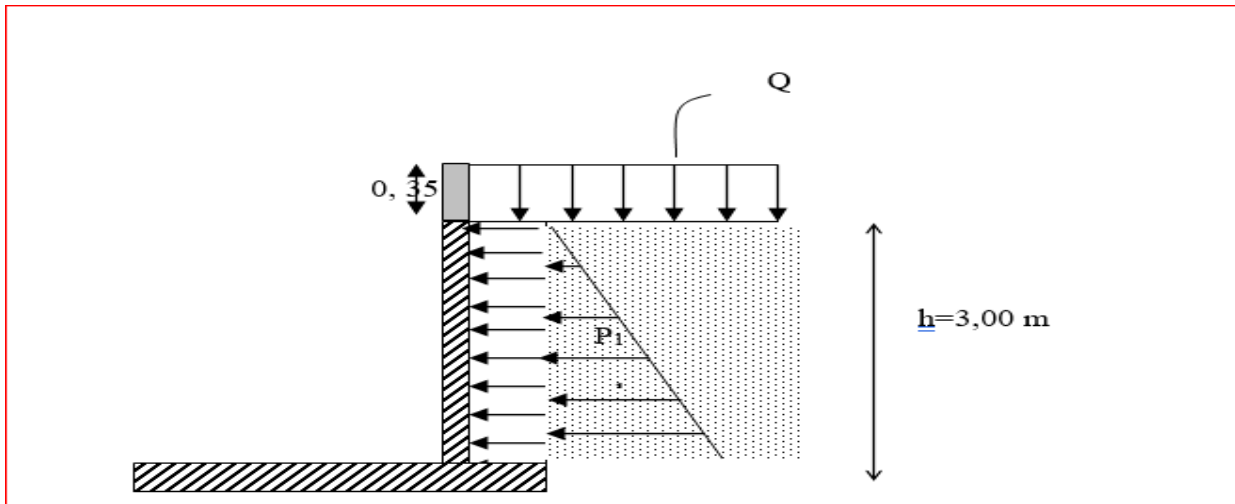


Figure VII 1. Schéma de voile périphérique

VII.1.3.3. La charge pondérée.

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,270 + 1,5 \times 0,12 = 0,54 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 0,54 \text{ t/ml.}$$

VII.1.4. Calcul du ferrailage.

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,00 - 0,45 = 2,55 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,60 - 0,45 = 4,15 \text{ m}$$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{4,15} = 0,61 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sense

$$M_{ox} = \mu_x q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,61 \\ \nu = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0849 \\ \mu_y = 0,435 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,30 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,13 \text{ t.m}$$

VII.1.4.1. Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,225 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,1 \text{ t.m}$$

VII.1.4.2. Ferrailages.

a-Sens x.

$$M_{tx} = 0,225 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,225 \cdot 10^4}{100(13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,008 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,225 \cdot 10^4}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b-Sens-y.

$$M_{tx} = 0,1 \text{ t.m; } b = 100 \text{ cm; } h = 15 \text{ cm; } d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,1 \cdot 10^4}{100(13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,004 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,1 \cdot 10^4}{0,998 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VII.1.4.3. Condition de non fragilité.

a-Sens x.

D'après R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x \min} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-0,61}{2} \right) = 1,43 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{cal}}; A_{\text{min RPA}}; A_{\text{min BAEL}}\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{1,2; 1,50; 1,43\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend

4T12/ml soit une section de 4.52 cm²/ml et un espacement de 25 cm

b-Sens-y.

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\text{min R.P.A2003}}, A_{\text{min B.A.E.L91}}\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{1,43; 1,5; 1,2\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 4T12/ml soit une section de 4.52cm²/ml et un espacement de 25 cm

VII.1.4.4. Les vérifications.

VII.1.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant.

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = 0,54 \times \frac{2,55}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,61}{2}} = 0,53 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0,53 \times 10^4}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,039 \text{ MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,039 \text{ MPa.....condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.1.4.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S.

$$\begin{cases} \alpha = 0,61 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0849 \\ \mu_y = 0,435 \end{cases}$$

$$q_{ser} = P_1 + P_2 = 0,39 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x = 0,1 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,0435 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,075 \text{ t.m} = 0.1 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,033 \text{ t.m} \end{cases}$$

a-Sens x :

$$M_{ser} = 0,1 \text{ t.m}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12$$

a.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Rightarrow y = 6 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie.

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 11278.12 \text{ cm}^4$$

a.3. Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} .

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,1 \times 10^4}{11278.12} \times 6 = 0,53 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,53 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right). \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,1.10^4}{11278.12} \times (13.5 - 6) = 9.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 12,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition n vérifiée..}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

b-Sens-y.

$$M_{ser} = 0,033 \text{ t.m}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2$$

b.1.Position de l'axe neutre.

$$\frac{by^2}{2} + n.A(d - y) = 0 \Rightarrow y = 6 \text{ cm}$$

b.2.Moment d'inertie.

$$I = by^3/3 + n.A(d - y)^2 = 11278.12 \text{ cm}^4$$

b.3.Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,033 \times 10^4}{11278.12} \times 6 = 0,17 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{bc} = 0,17 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right). \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,033.10^4}{11278.12} \times (13.5 - 6) = 3.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 3.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée..}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec

4T12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement S_t = 25cm.

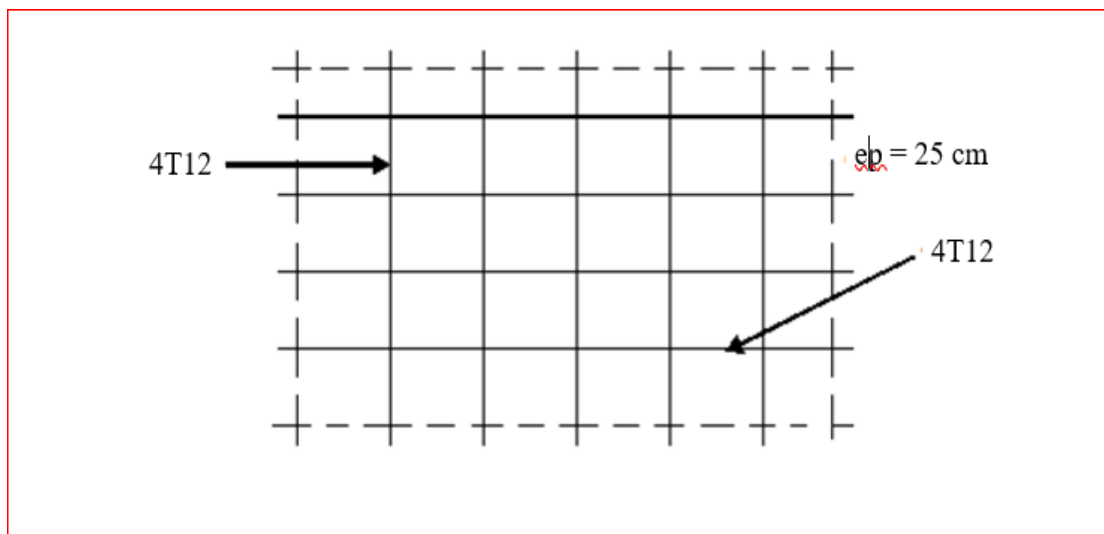


Figure VII 2. Disposition du ferrailage de voile périphérique.

* **REMARQUE.**

Après coulage et décoffrage du voile périphérique et pour assurer une bonne isolation envers. Les poussées des terres, on perçoit une supération du sol par du flint kote en deux couches

VII.2. Calcul des fondations.

VII.2.1. Introduction.

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le Poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de L'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.
 - Dimensionnement à l'ELS.
 - Ferrailage à l'ELU.
- Le choix du type des fondations dépend de.
 - Type d'ouvrage à construire ;
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2.2. Choix du type de fondations.

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelles filantes
- ✓ Radier général.

VII.2.3. Définition du radier.

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en en résistant aux contraintes de sol.

VII.2.4. Pré dimensionnement du radier.

VII.2.4.1. Calcul du radier.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong Poids total de la structure).

VII.2.4.2. Poids supporté par le radier.

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

VII.2.4.2.1. Combinaison d'actions.

E.L.U : $NU = 1,35GT + 1,5QT = 7289 t.$

E.L.S : $N_{ser} = GT + QT = 3644.498 t.$

VII.2.4.2.2. Surface du radier.

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N = NU = 7289 t.$

$S \geq N/\sigma_{sol} = 7289 /20 = 364.45m^2.$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 525.89 m^2.$

VII.2.4.2.3. Calcul de l'épaisseur du radier.

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3. a-1^{ère} condition.

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L / 2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4.20$ m

$$Q_u = N_u / S = 7289 / 525.89 = 13.86 \text{ t/m}^2$$

Par ml : $Q_u = 13.86 \times 1 = 13.86 \text{ t/ml}$.

$$V_u = 13.86 \times 4.20 / 2 = 29.11 \text{ t}$$

$$\frac{v_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{v_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{29.11 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.19 \text{ m}$$

3. b-2^{ème} condition.

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 420 \text{ cm}$$

$$16.8 \leq d \leq 21 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 21 + 5 = 26 \text{ cm; on prend: } h = 35 \text{ cm; } d = 31.5 \text{ cm}$$

VII.2.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage.

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 51.11 \text{ cm} \leq h \leq 76.67 \text{ cm}$$

On prend : $d=67.5 \text{ cm}$; $h = 75 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$

VII.2.5.1. Vérification des contraintes.

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 525.89 + 0,75 \times 0,45 \times 239.2] = 661.97 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 661.97 + 7289 = 7950.79 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{7950.79}{525.89} = 15.12 \text{ t/m}^2 \leq 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.5.2. La longueur élastique.

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,75)^3/12 = 0,016 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,45$ m.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,016}{500 \times 0,45}} = 5.49\text{m}$$

$$L_{\max} = 4.20\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8.62 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

VII.2.6. Evaluation des charges pour le calcul du radier.

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{7950.98}{525.89} = 15.12 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 0,875\text{t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 14.245 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 14.245 \text{ t/m}^2$$

VII.2.7. Ferrailage du radier.

VII.2.7.1. Ferrailage des dalles.

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas

1.1-1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a-Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; \quad M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

1. b. Moment en travée.

$M_t = 0,85M_0$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_0$panneau intermédiaire.

1. c. Moment sur appuis.

$M_a = 0,2M_0$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$appuis intermédiaires

1.2-2^{ème} cas :

Si: $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1.3-Exemple de calcul.

$$\alpha = L_x/L_y = 4,65/4,60 = 0.98 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens

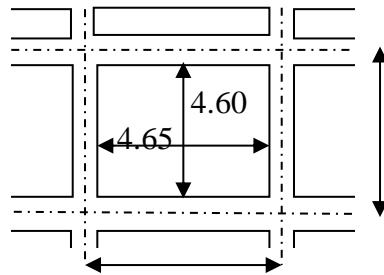


Figure VII 3.Schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0423; \mu_y = 1.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot I_x^2 M_{0x} = 0,0423 \times 14.245 \times (4,65)^2 = 13.03 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 13.03 \times 1 = 3,99 \text{ t.m}$$

3.1. En travée.

1. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 13.03 = 9.77 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.77 \cdot 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu_1 = 0,0881 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.77 \cdot 10^4}{0,965 \cdot 31,5 \cdot 348} = 9.23 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T14 / ml , A = 9.24cm²/ml, S_t = 15 cm

1. b-Sens-y :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 13.03 = 9.77 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.77 \cdot 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu_1 = 0,069 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.77 \cdot 10^4}{0,965 \cdot 31,5 \cdot 348} = 9.23 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T14 / ml , A = 9.24cm²/ml, S_t = 15 cm

3.2. En appuis.

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 13.03 = 3.91 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3.91.10^4}{100(31.5)^2.14,17} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu_1 = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{3.91.10^4}{0,986.31.5.348} = 3.62 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4.52cm²/ml, St =25 cm

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 13.03 = 6.52 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6.52.10^4}{100(31.5)^2.14,17} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6.52.10^4}{0,992.31.5.348} = 6.09 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6T12/ ml, A =6.79 cm²/ml, St = 16 cm

VII.2.8. Ferrailage des poutres de libages.

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

1.1-Calcul de Q'.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) .L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3.L_{y1}^2} \right) .L_{x2} \right]$$

Avec : L_{x1} = 4.60 m

L_{y1} = **4.60 m**

L_{x2} = 4.65 m

Q = 14.245t/m²

Donc :

$$Q' = \frac{14.245}{2} \left[\left(1 - \frac{4.60^2}{3 \times 4.65^2} \right) .4.66 + \left(1 - \frac{4.60^2}{3 \times 4.65^2} \right) .4.60 \right] = 44.16 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{44.16 \times 4.65^2}{8} = 119.36 \text{ t.m}$$

2. Calcul du ferrailage.

2. a. En travée.

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 119.36 = 101.45 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{101.45 \times 10^3}{14.17 \times 67.5^2 \times 50} = 0.349$$

$$\mu_t = 0.349 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0.349 \rightarrow \beta = 0.776 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{101.45 \times 10^3}{0.8615 \times 67.5 \times 348} = 55.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit: } 6T20 \\ 2^{\text{ème}} \text{ : } 6T20 \\ 3^{\text{ème}} \text{ : } 6T20 \end{cases} \rightarrow A = 56.55 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

2. b. En appuis.

b. a. Appuis intermédiaires.

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 119.36 = 59.68 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.205 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\rightarrow \beta = 0.885$$

$$A_s = 28.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } (6T20) \text{ Fil} + (6T16) \text{ chap. ; } A = 30.91 \text{ cm}^2.$$

b. b. Appuis de rive.

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 119.36 = 35.81 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.123 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0.123 \rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_s = 16.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } (5T16) \text{ Fil} + (5T14) \text{ chap. ; } A = 17.75 \text{ cm}^2. St = 20 \text{ cm.}$$

5.2. Sens transversal(x).

2.1-Calcul de Q'.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L x_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 14.245 \text{ t/m}^2$$

$$L_{x1} = 4.60\text{m}$$

$$Q' = 2/3 \times 14.245 \times 4.60 = 43.68\text{t/m}$$

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{43.68 \times 4.60^2}{8} = 115.53 \text{ t.m}$$

2.2. Calcul du ferrailage.

2. a. En travée.

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 115.53 = 98.20\text{t.m}, \quad b = 45\text{cm}, \quad h = 75\text{cm}, \quad d = 0,9.h \\ = 67,5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{98.20.10^4}{45.(67.5)^2.14,17} = 0,338 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,338 \rightarrow \beta = 0,785$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{98.20.10^4}{0,785.67.5.348} = 53.15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 6T20 \\ 2^{ème} \text{ : } 6T20 \\ 3^{ème} \text{ : } 6T20 \end{cases} \rightarrow A = 56.55\text{cm}^2 \rightarrow St = 15\text{cm}$$

2. b. En appuis.

b. a. Appuis intermédiaires.

$$M_a = 0,5M_o = 57.77 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,198 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,198 \rightarrow \beta = 0,889$$

$$A_s = 9,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : (6T20) fil + (6T16) chap. ; $A = 30.91 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 15\text{cm}$.

b. b. Appuis de rive.

$$M_a = 0,3M_o = 17.33\text{t.m}$$

$$\mu = 0,0596 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = 7.61 \text{ cm}^2$$

On adopte : (6T14) $A = 9,24 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 15\text{cm}$.

VII.2.9. Les vérifications.

VII.2.9.1. Contrainte de cisaillement.

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$T_{max} = 32.76 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{32.76 \times 10}{45 \times 67,5} = 0,011 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.9.2. Armatures transversales.

a) **-Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22.85; 16; 30) = 16 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 12 \text{ mm}$

b) **-Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20; 19.2) = 19.2 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T12, A=4,52cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(1.86 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,52 \times 400}{45 \times 15} = 2,67 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

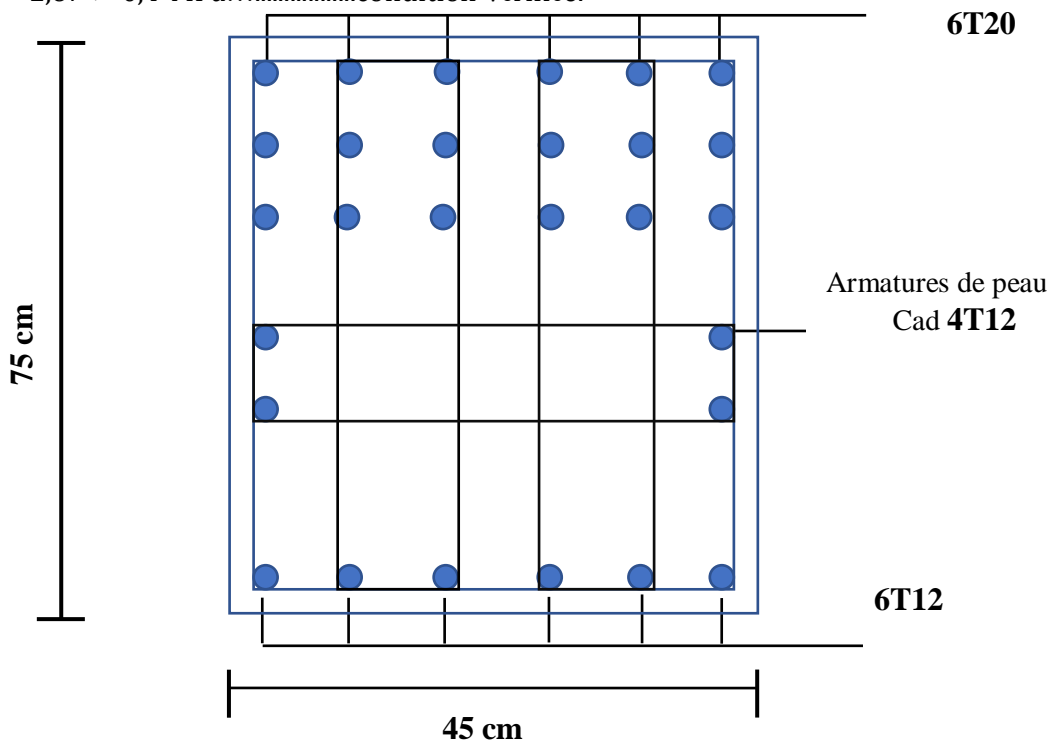


Figure VII 4. Ferrailage de poutre libage

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Cette expérience nous a permis d'estimer une méthode numérique approchée à une méthode exacte pour diminuer les erreurs dans la détermination des caractéristiques dynamiques d'une structure.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler les différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures (ETABS, SAP 2000, AUTOCAD), en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment (Coffrage tunnel), est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

L'économie du projet par estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire pour les différents éléments. En effet, le dimensionnement nous conduit à des sections économiques ceci en respectant les règlements en vigueur.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Règlement :

Règles parasismiques Algériennes **RPA99/VERSION 2003**.

Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, **C.B.A.93**.

Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Cours de :

Béton armé.

Mécanique des sols.

Résistances des matériaux.

Dynamique des structures.

Bâtiments.

Matériaux de construction.

Mémoires de fin d'études :

Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

Mémoires de fin d'études, Université de Tiaret.

Logiciels :

Word 2019

ETABS.9.7.

AUTOCAD2008.

POWER POINT.