



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

M^{elle} - MESSAH Ahlam

M^{elle} -SADEK Khadra

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9 A USAGE
MULTIPLE STUE A TISSEMSILT**

Soutenu publiquement le 18 juin 2017 devant le jury composé de :

Mr	: B.SERBAH	Président
M ^{elle}	: RENNAK Zohra	Rapporteur
Mme	: A.DRAOUI	Examineur
Mr	: N.KERROUM	Examineur

PROMOTION : 2016 /2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur Z.RANNEK qui nous a guidé durant toutes les étapes de ce travail, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur nous.

Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université Ibn Khaldoun qui ont contribué à notre formation

Nous remercions aussi les spécialistes du CTC (Tissemsilt) qui nous ont donnés beaucoup de conseils utiles et spécialement monsieur NOUARI OTHMAN qui nous a beaucoup aidé.

Enfin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leurs aide et surtout pour leurs soutient

Ahlam et Khadra

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de-chaussée à usage commercial et (09) étages à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de TISSEMSILT.

Pour déterminer et vérifier les sections d'armatures de la structure on a utilisé les règlements de calcul B.A.E.L91 modifié 99 et le RPA99 v 2003.

La stabilité de notre structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portiques).

Pour l'évaluation des forces sismiques, on a utilisé le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Function; Time History Function...)

Mots clés : Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building established of a commercial Ground floor and (09) floors with use of house, implanted in the wilaya of TISSEMSILT.

To determine and verify the sections of armatures of the structure we have used the regulations of calculation modified B.A.E.L91 99 and the RPA99 v on 2003.

The stability of our structure is assured by mixed structural system with reinforced concrete (sails (webs) and frams).

For the evaluation of the seismic strengths, we used the software "ETABS" which contains various methods of seismic calculation (Answer Spectrum Function; Time History Function ...)

Keywords: reinforced concrete, ETABS, modified RPA99 v 2003, BAEL91 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية مزدوجة الاستعمال تتكون من طابق ارضي زائد 9 طوابق . الطابق الأرضي ذات استعمال تجاري و باقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع بولاية تيسمسيلت .

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91modifié99) ،أولا نبدا بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية...الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها، بالإضافة الى فرضيات الحساب.

ثانيا نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر(الاعمدة ، الروافد).

ثالثا نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم ، الشرفة...الخ).

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99v2003) و بواسطة "ETABS"، و دراسة تأثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبنائية و الجدران المسلحة .

و في الأخير نقوم بدراسة الاساسات (الجدار المحيط و الأساس العام).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة،ETABS،RPA99v2003،BAEL91modifié99.

Sommaire

List des tableaux

List des figures

Notions et symboles

INTRODUCTIO GENERALE1

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

I.1 présentation de l'ouvrage3

I.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage3

I.2 Caractéristiques géométriques du sol4

I.3 Etats limites.....10

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments principaux

II .1 Pré dimensionnement du plancher.....14

II.2 Descente de charges14

II.3 Prédimensionnement des poutres17

II.4 Pré dimensionnement des poteaux18

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1 Introduction25

III.2 Calcul des poutrelles26

III.3 Calcul du ferrailage46

III.4 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U).....55

III.5 Vérification des contraintes à l'E.L.S56

III.6 Calcul le ferrailage de la dalle de compression62

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1 Acrotère64

IV.2 Balcon70

IV.3 Escaliers77

IV.4 L'ascenseur91

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Généralités sur les séismes108

V.2 Méthode de calcul109

V.3 Calcul des masses de la structure118

V.4 Calcul de la force sismique totale	120
V.5 Calcul des déplacements	122

Chapitre VI : Etude au vent

VI.1 présentation générale.....	124
VI.2 Les caractéristiques de la construction.....	124
VI.3 La catégorie de terrain	124
VI.4 Calcul de l'action du vent	125
VI.5 Calcul de la pression du au vent:(q_j).....	127

Chapitre VII : Etude des portiques

VII .1 Ferrailage des poutres	132
VII .2 Ferrailage des poteaux	147

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1 Introduction	157
VIII.2 Calcul des voiles par la méthode des contraintes	158
VII .3 Armatures verticales	159
VIII .4 Armatures horizontales	159
VIII .5 ferrailage des voiles	159

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1 Calcul du voile périphérique	166
IX.2 Calcul des fondations	172

Conclusion	189
-------------------------	-----

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau (II.1): Plancher terrasse inaccessible	14
Tableau (II . 2) : Plancher étage courant a usage d'habitation	14
Tableau (II . 3) : Murs de façade (extérieur)	15
Tableau (II . 4) : Murs intérieur	15
Tableau (II . 5) : Dalle pleine (étage d'habitation)	15
Tableau (II .6) : Charge permanente	16
Tableau (II . 7) : Dégression de la surcharge d'exploitation	16
Tableau(II . 8) : Les sections des poteaux par niveau	24
Tableau(III. 1): Résultats obtenus (plancher étage courant)	38
Tableau (III. 2): Résultats obtenus (plancher terrasse)	45
Tableau (IV.1) : Descente de charge du balcon	71
Tableau (IV.2) : Ferrailage de type 1	72
Tableau (IV.3) : Récapitulatif des armatures des différents types des balcons	76
Tableau(IV.4) : Evaluation des charges et des surcharges (Paillasse)	79
Tableau (IV.5) : Evaluation des charges et des surcharges (Palier)	80
Tableau (IV.6) : Ferrailage de paillasse	84
Tableau (IV.7) : Vérifications de section de calcul (paillase)	84
Tableau(IV.8) : Vérification de La flèche	85
Tableau(IV.9): Le Ferrailage de la poutre palière	87
Tableau (IV.10): Calcul de la flèche	90
Tableau (IV.11): Le poids mort	92
Tableau(IV.12) : Calcul des moments isostatiques à l'ELU	96
Tableau(IV.13) : Calcul des moments isostatiques à l'ELS	102
Tableau(V.1) : Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau	119
Tableau (V.2): Facteur de participation massique	122
Tableau (V.3) : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens longitudinal	123
Tableau (V.4) : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens transversal	123
Tableau (VI.1) : Les zones de vent	124
Tableau (VI.2) : Catégorie de terrain	125
Tableau (VI.3) : Les valeurs de la pression dynamique du vent	127
Tableau(VI.4) : Détermination de la pression q_i dans la diction V_1 du vent	128
Tableau (VI .5) : Détermination de la pression q_j dans la direction V_2 du vent	129
Tableau (VI.6) : Détermination de la force horizontale globale suivant la direction V_1	130
Tableau (VI.7) : Détermination de la force horizontale globale suivant la direction V_2	131
Tableau(VII.1) : Moments max des poutres principales de rive	133
Tableau (VII.2) : Moments max des poutres principales intermédiaires	133
Tableau (VII.3) : Moments max des chaînages de rive	134
Tableau (VII.4) : Moments max des chaînages intermédiaires	134
Tableau (VII.5) : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	137
Tableau (VII.6) : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires	138
Tableau (VII.7) : Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive	138
Tableau (VII.8) : Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires	139

Liste des tableaux

Tableau (VII.9) : Ferrailage des poutres principales de rive (30X40)	143
Tableau(VII.10) : Ferrailage des poutres principales intermédiaires (30X40)	144

Tableau(VII.11) : Ferrailage des chaînages de rive (30X40)	145
Tableau(VII.12) : Ferrailage des chaînages intermédiaires (30X30)	146
Tableau(VII.13) : Les sections min et max imposées par le RPA 99 V 2003	148
Tableau(VII.14) : Les sollicitations défavorables de chaque niveau	148
Tableau(VII.15) : Récapitulatif du calcul de ferrailage	153
Tableau(VIII.1) : Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles	165

La liste des figures

Figure (I.1): diagramme de déformation – contraintes du Béton	06
Figure (I.2) : Diagramme rectangulaire	07
Figure(I.3) : Diagramme de déformations – contraintes de l'acier	09
Figure(I.4) : Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots).	12
Figure(II.2) : Le poteau le plus sollicité du plancher	18
Figure(III.1) : Dimensionnement des poutrelles	25
Figure(III.2) : Travée isostatique	26
Figure(III.3) : Travée hyperstatique	26
Figure(III.4) : Les valeurs des moments aux appuis	27
Figure(III.5) : Type de poutrelles	28
Figure(III.6) : Le cas d'une travée particulière	30
Figure(III.7) : Repartition du moment dans la travée particulière	31
Figure(III.8) : Calcul des moments de 2 ^{ème} type de poutrelle (étage courant)	32
Figure (III.9) : Diagramme des moments fléchissant (ELU), M [KN.m]	37
Figure (III.10) : Diagramme des efforts tranchants (ELU) , T [KN]	37
Figure (III.11) : Principe de calcul de la méthode des trois moments	39
Figure (III.12) : Détermination des moments selon la méthode des trois moments	39
Figure (III.13) : Calcul des moments de 2 ^{ème} type de poutrelle (terrasse)	40
Figure (III.14) : Diagramme des moments fléchissant (ELS), M [KN.m]	44
Figure (III.15) : Diagramme des efforts tranchants (ELS) , T [KN]	44
Figure (III.16) : Section de calcul de la poutrelle	46
Figure (III.17) : Détermination de la section en T	47
Figure (III.18) : Compression de la bille d'about (étage courant)	52
Figure (III.19) : Position de l'axe neutre dans la balle	55
Figure(III .20) : Compression de la bille d'about (Plancher terrasse)	59
Figure(III .21) : Calcul du ferrailage de la dalle de compression	62
Figure(III .22) : Dessin de ferrailage des poutrelles	63
Figure(IV.1) : Dimensions de l'acrotère	64
Figure (IV.2) : Schéma du ferrailage de l'acrotère	69
Figure (IV.3) : Différentes types de balcon	70
Figure (IV.4) : Descente de charge	71
Figure (IV.5) : Schéma statique du séchoir	72
Figure (IV.6) : Schéma d'un escalier	77
Figure(IV.7) : Schéma statique d'escalier	78
Figure(IV.8) : Schéma statique des charges et surcharges (paillasse , palier)	80
Figure (IV.9) : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant(E.L.U)	82
Figure(IV.10) : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant(E.L.S)	83
Figure (IV.11) : Ferrailage de la poutre palière:(30x30) cm ²	90
Figure (IV.12) : Ascenseur dans un bâtiment	91
Figure (IV.13) : Coupe d'ascenseur	92
Figure (IV.14) : Evaluation des moments	95
Figure (IV.15) : Répartition des moments sur la dalle	98
Figure (IV.16): Ferrailage Supérieur du panneau de dalle d'ascenseur	106
Figure (IV.17) : Ferrailage inférieure de panneau de dalle d'ascenseur	106
Figure (V.1) : Répartition des poids dans les différentes étages	117
Figure (VI.1) : La répartition du vent selon les dimensions de la structure	125
Figure (VII.1) : La zone nodale	155

La liste des figures

Figure (VII.2) : Ferrailages des poteaux	156
Figure (VIII.1) : Le comportement d'un voile	157
Figure (VIII.2) : Les dimensions de voile V1X	159
Figure(VIII.2) : Disposition des armatures verticales dans les voiles	163
Figure (VIII.3) : disposition du ferrailage du voile	164
Figure (IX.1) : Schéma de voile périphérique	166
Figure (IX.2) : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(sens longitudinal x)	182
Figure (IX.3) : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(sens longitudinal y)	183
Figure (IX.4): Les armatures peau de radier	185
Figure (IX.5): Ferrailage des longrine	188

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max} , 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 A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A I_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans 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_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr 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 à j- jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à 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,
$\eta = 15$	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 comprimé,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_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
$\overline{\sigma}_{bc}$	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 :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités Algérienne commencent à opter pour la construction verticale.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude d'un bâtiment en béton armé (R+09) à usage multiple », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage économique, il est peu couteux en comparaison avec autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

- La sécurité (le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- l'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort de l'utilisateur.
- Esthétique.

Notre travail est constitué de neuf chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul
- Le deuxième chapitre expose le prédimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc).

- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7.
- Le sixième chapitre consiste à étudier l'effet du vent sur la structure.
- le septième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux
- le huitième chapitre consiste au ferrailage des voiles.
- le neuvième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondations

On termine notre travail par une conclusion générale.

I.1 présentation de l'ouvrage :

Pour notre projet de fin d'étude, on a choisi d'étudier et calculer les éléments structuraux d'un bâtiment à usage multiple composée d'un rez de chaussée et de neuf (09) étages.

Notre projet sera implanté à Tissemsilt (centre) classée selon le RPA 99 version 2003 [1] en zone « **IIa** » de moyenne sismicité.

I.1.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

1- Longueur Totale du bâtiment.....	27,65m.
2- Largeur Totale du bâtiment.....	19,35m.
3- Hauteur de bâtiment (y compris l'ascenseur).....	+34,88m.
4- Hauteur des étages.....	3,06m.
5- Hauteur de L'acrotère.....	0,6m.

I.1.2 Ossature et système constructif adopté :

a) Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portiques)

b) Plancher : les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planches à corps creux
- Dalle pleine

c) Les escaliers : l'escalier est de type droit constitué de deux volées avec palier de repos

d) Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en double cloison en briques de 15 cm et 10 cm séparées par un vide d'air de 5cm.

Les murs intérieurs sont fait en simple cloison de 10cm.

e) Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f) Isolation :

-L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs

-L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasse ; et par le vide d'air pour les murs extérieures.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique, le sol d'assise de la construction est un sol meuble, la contrainte du sol est $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$ pour un ancrage $D=2,5 \text{ m}$

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.2.1 Le Béton :**

Le béton est un matériaux compose d'un mélange gravier, sable, ciment et l'eau de gâchage, le mélange constitue une pate qui durcit, après sa mise en œuvre donc il constitue une pierre artificielle .

Les composantes de la pâte du béton doivent respectes certains normes techniques telle que :

- La propreté et la qualité des composants
- le malaxage (mécanique)
- la vibration de la masse du béton lors de sa mise en œuvre

Le béton arme est aujourd'hui le plus souvent utilisé par tous les concepteurs (architectes et ingénieurs) pour la réalisation des grands travaux (bâtiment, pont, route, barrage, mur de soutènement,..etc.) car ce dernier est maniable et permet des grandes portées, autre fois impossible à attendre, avec la pierre et le bois , les grandes surfaces sont couvertes facilement et économiquement grâce au béton armé .

La composition d'un mètre cube (m3) de béton est la suivante:

- ❖ Ciment CPA 325 350 Kg
- ❖ Sable $d_g \leq 5 \text{ mm}$ 400 L
- ❖ Gravillons $d_g \leq 25 \text{ mm}$ 800 L
- ❖ Eau de gâchage 175 L

La préparation du béton sera faite conformément aux normes techniques en respectant le dosage y compris toutes sujétions de bonne exécution.

I.2.2 Principaux caractères et avantages:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- c) Le coulage du béton dans le coffrage ;
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

❖ **Les principaux avantages du béton armé sont:**

- 1) **Economie**: Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) **Souplesse des formes**: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) **Résistance aux agents atmosphériques**: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.2.2.1 Résistance mécanique :

❖ **Résistance caractéristique à la compression** :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à l'âge de 28 jours par les formules suivantes d'après le B.A.E.L [2] :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,95j)} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$
 Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
 Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25$ MPa

❖ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation d'après le B.A.E.L [2] :

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

Donc pour $f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa

I.2.2.2 Déformation et contraintes de calcul :

❖ **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.

❖ **Diagramme parabole – rectangle :**

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

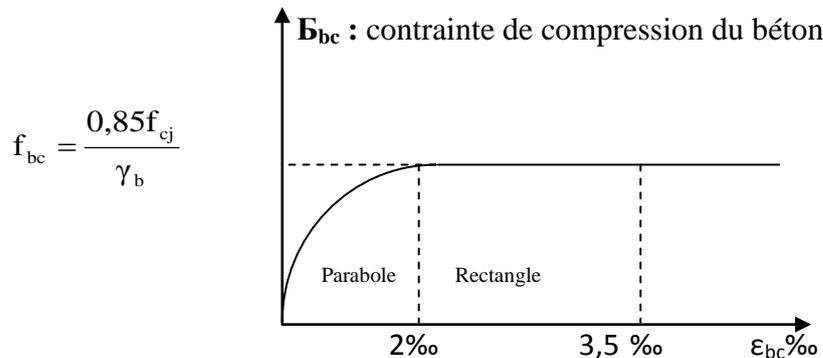


Figure (I.1): diagramme de déformation – contraintes du Béton

Avec :

ϵ_{bc} Déformation du béton a la compression

f_{bc} Contrainte de calcul

f_{cj} Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b Coefficient de sécurité

γ_b 1,5 cas général

γ_b 1,15 cas accidentel.

Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

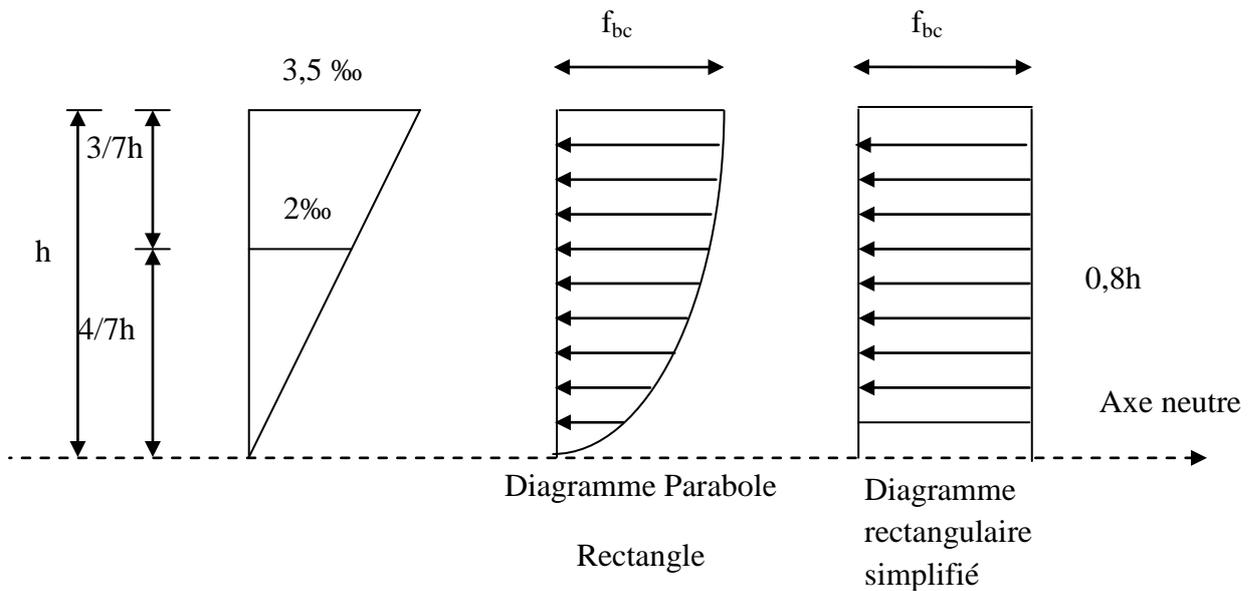


Figure (I.2) : Diagramme rectangulaire

I.2.2.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort

tranchant ultime T_μ :

$$\tau_u = \frac{T_\mu}{b_o \times d}$$

Avec :

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.2.2.4 Modules de déformation longitudinale du béton:

❖ Module de déformation instantanée:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$

❖ Module de déformation différée:

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{i28} = 10818,90 \text{ MPa}$

I.2.2.5 Coefficient de poisson:

$$\nu = \frac{(\Delta d/d)}{(\Delta L/L)}$$

$\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré)

$\nu = 0$ pour E.L.U (béton fissuré)

Avec:

$(\Delta d/d)$ déformation relative transversale.

$(\Delta L/L)$ déformation relative longitudinale.

I.2.3 Les Aciers:

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

- Acier naturel (FeE 215 , FeE 235) ;
- Acier à haute adhérence (FeE 400 , FeE 500) ;
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² (FeF 500).

I.2.3.1 Diagramme déformation- contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$$

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 Fe E400.

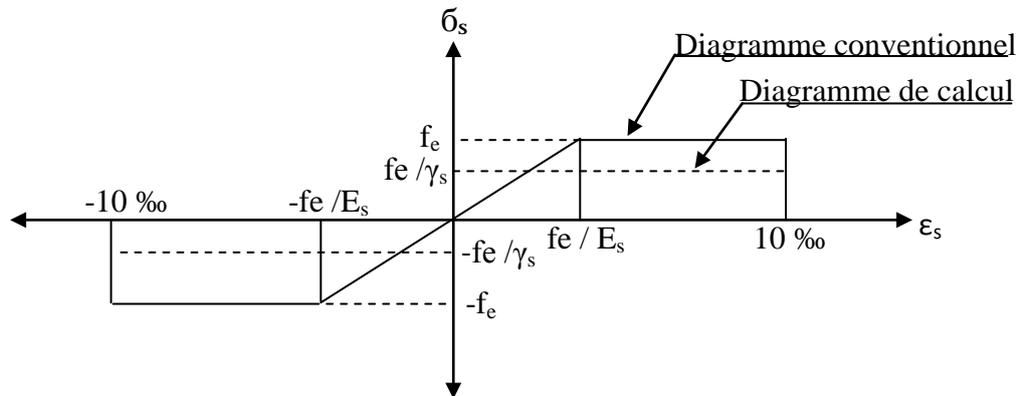


Figure (I.3) : Diagramme de déformations – contraintes de l'acier

I.2.3.2 Contraintes limites de traction des armatures:

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation Fissuration peu préjudiciable

$\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa. Fissuration préjudiciable

$\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa. Fissuration très préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

Avec :

η : coefficient de fissuration ;

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

Poids volumique:

Béton armé dose a 350 kg/m ³	$\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
Béton non armé dose a 350 kg/m ³	$\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
Acier	$\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

I.3 Etats limites:

Suivant les règles **B.A.E.L 91[2]** on distingue deux états de calcul :

-Etats limites ultimes de résistance**E.L.U.R**

-Etats limites de service**E.L.S**

I.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 parasismique algériennes R.P.A 99 (version2003) [1].

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.3.1.1 hypothèse de calcul :

les hypothèses de calcul (BAEL91) sont énumérées ci-dessous :

- ❖ Les sections droites restent planes après déformation ;
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration ;
- ❖ Le diagramme contraintes – déformations de l'acier ;
- ❖ Le diagramme contraintes déformations de béton ;
- ❖ Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis.

I.3.1.2 Règles de trois Pivots :

On 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.1) : Déformation limites des pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^{0}/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^{0}/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^{0}/_{00}$

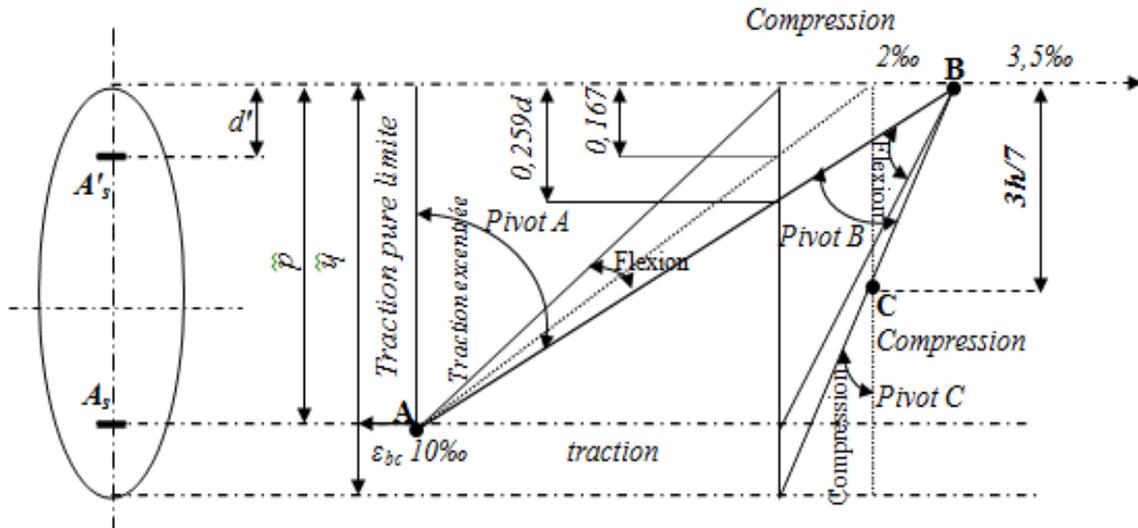


Figure (I.4) : Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots)

- Dans le domaine 1, 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 2, le diagramme passe par le point **B** , qui correspond à un raccourcissement de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 3, 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 $\frac{3}{7}$ de la hauteur total h de la section.

I.3.2 E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistances calculées dépassement des contraintes limites.

I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad ; \quad \text{Avec : } \varepsilon = \frac{\Delta.L}{L}$$

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

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

I.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 :

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

❖ Etat limite de service :

Combinaison d'action : $G + Q$

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

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

II Pré dimensionnement du plancher :

II.1 Epaisseur du plancher :

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers «ht », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t = \text{hauteur totale du plancher} \\ L = \text{portée maximale des poutrelles « entre nus »} \end{cases}$$

II.2 Descente de charges :

d'après DTR B.C.2.2 [3] charges permanentes et charges d'exploitation

II.2.1 charge permanente :

Tableau (II.1): Plancher terrasse inaccessible

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-Gravillon de protection(e=4cm)	0,20x4	0,80
2-Systeme multicouche (e=2cm)	0,12	0,12
3-Chappe flottante asphalte (e=2,5cm)	0,5	0,50
4-Isolation thermique à liège (e=4cm)	0,04x4	0,16
5- forme de pente en béton (5cm)	22x0,05	1,10
6- plancher à corps creux +dalle de compression	2,80	2,80
7-Enduit en plâtre (e=2cm)	0,10x2	0,20
La charge permanente.....	G=∑Gi	5,68
La surcharge d'exploitation.....	Q	1,00

Tableau (II . 2) : Plancher étage courant a usage d'habitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revêtement en carrelage (2cm)	2x0,2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2x0,2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	17x0,02	0,34
4-Plancher à corps creux	2,80	2,80
5-enduit en plâtre (2cm)	0,1x2	0,20
6-cloison en briques creuses	0,90	0,90
La charge permanente.....	G=∑Gi	5,04
La surcharge d'exploitation.....	Q	1,50

Tableau (II . 3) :Murs de façade (extérieur)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2x0,18	0,36
2-Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9x0,15	1,35
3-Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0,10	0,90
4-Enduit intérieur en ciment(e=1,5cm)	1,50x0,18	0,27
La charge permanente.....	G=∑Gi	2,88

Tableau (II . 4) : Murs intérieur

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	1,5X0,18	0,27
2-Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9X0,10	0,90
3-Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1,5X0,18	0,27
La charge permanente.....	G=∑Gi	1,44

Tableau (II . 5) : Dalle pleine (étage d'habitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revêtement en carrelage (2cm)	2X0,2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2X0,2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	17X0,02	0,34
4-Dalle pleine 0,15cm	0,15X25	3,75
5-enduit en plâtre (2cm)	0,10X2	0,20
6-cloison en briques creuses (10cm)	9X0,1	0,90
La charge permanente.....	G=∑Gi	5,99
La surcharge d'exploitation.....	Q	1,50

Tableau (II .6) : Charge permanente

Niveaux	Charge partielle (KN/m ²)	Charge cumulée (KN/m ²)
Terrasse	5,68	5,68
09	5,04	10,72
08	5,04	15,76
07	5,04	20,80
06	5,04	25,84
05	5,04	30,88
04	5,04	35,92
03	5,04	40,96
02	5,04	46,00
01	5,04	51,04
RDC	5,04	56,08

II .2.2 Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment .

Tableau (II . 7) : Dégression de la surcharge d'exploitation

Niveaux	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1
09	$Nq_1=q_0+q_1$	2,500
08	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3,850
07	$Nq_3=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5,050
06	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,100
05	$Nq_5=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,000
04	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,750
03	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,500
02	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,280
01	$Nq_9=q_0+0.67(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10,05
RDC	$Nq_{10}=q_0+0.65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	10,75

II.3 Prédimensionnement des poutres :

Selon le R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1 [1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} \geq 20\text{cm} \\ \mathbf{h} \geq 30\text{cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} < 4\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon le **B.A.E.L.91** le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur total de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

Nous distinguons deux types de poutres

- a- Poutre principale : $L_{\max} = 455 \text{ cm}$.
- b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 360 \text{ cm}$.

II.3.1 Poutre principale :

$L = 455 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 30,33\text{cm} \leq h_t \leq 45,50\text{cm} \\ d = 0,9h_t = 40,95\text{cm} \\ 12,28\text{cm} \leq b \leq 16,38\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{On prendre } \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1[1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres **A = (30X40) cm²**

II.3.2 Poutre secondaire :

D'après R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3.60\text{m} \\ d = 0.9h_t \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 24,00\text{cm} \leq h_t \leq 36,00\text{cm} \\ d = 0.9h_t = 27\text{cm} \\ 8,10\text{cm} \leq b \leq 10,8\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{On prendre} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires = **(30x30) cm²**

II.4 Prédimensionnement des poteaux :

On a 3 types de coffrages :

Type 1: RDC jusqu'à 3^{eme} étage

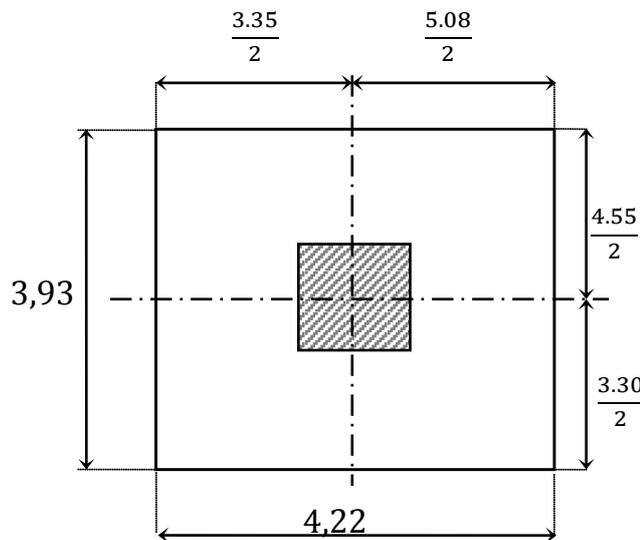
Type 2 : du 4^{eme} étage jusqu'au 6^{eme} étage

Type 3 : de l'étage 7 jusqu'à la terrasse

Le prédimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;

La surface afférente est donnée par: **S=4,22 x 3,93 =16,59 m².**



Figure(II.2) : Le poteau le plus sollicité du plancher

II.4.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G = 56,08 \times 16,59 + G_{pp} \times 10 + G_{ps} \times 10$$

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 3,93 = 11,79 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 4,22 = 9,49 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 1143,16 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1G = \mathbf{1257,48 \text{ KN}}$$

$$Q = 10,75 \times 16,59 = \mathbf{178,34 \text{ KN}}$$

$$N_Q = 1,1 \times 178,34 = \mathbf{196,17 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 1257,48 + 1,5 \times 196,17 = \mathbf{1991,85 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{N_u = 1991,85 \text{ KN}}$$

a) Détermination de "a" :**❖ Vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

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

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 à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a : $L_0 = 3,06 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,20}{0,289 \times 50} = 14,82 \text{ cm}$$

On prend : $a = 50\text{cm}$

b) Détermination de "b":

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

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

B_r = section réduite

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

$$B_r = (50-2)(b-2) = 48 \cdot (b-2)$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0,8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant le coefficient en fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,289 \cdot 50} = 14,82 < 50$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{14,82}{35} \right)^2 \right]}$$

$$\alpha = 0,82$$

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

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{48(b-2) \times 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,384(b-2) \times 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$b \geq 25,76 \text{ cm}$$

Donc : on prend $b = 50 \text{ cm}$

c) Vérification des conditions du R.P.A.9 »9 Révisées en 2003 article 7.5.1 [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 50 \text{ cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : $a=b=50 \text{ cm}$

II.4.2 Prédimensionnement des poteaux de type 2:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G = 35,92 \times 16,59 + G_{pp} \times 10 + G_{ps} \times 10$$

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 393 = 11,79 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 4,22 = 9,49 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 808,71 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1G = \mathbf{889,58 \text{ KN}}$$

$$Q = 7,50 \times 16,59 = \mathbf{124,42 \text{ KN}}$$

$$N_Q = 1,1 \times 124,42 = \mathbf{136,86 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 889,58 + 1,5 \times 136,86 = \mathbf{1406,22 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{N_u = 1406,22 \text{ KN}}$$

a) Détermination de "a":**❖ Vérification de flambement:**

On doit faire les mêmes étapes:

$$L_0 = 3,06 ; L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 2,142 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82 \text{ cm.}$$

On prend : **a = 45 cm.**

b) Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91[2]**; l'effort normal ultime N_u doit être :

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

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

$$B_r = (45-2) \cdot (b-2) = 43 \cdot (b-2)$$

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \mathbf{\text{zone II.}}$$

$$A_s = 0,8\% \cdot [43 \cdot (b-2)] = 0,344(b-2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289.45} = 16,47 < 50$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2\left(\frac{16,47}{35}\right)^2\right]}$$

$$\alpha = 0,81.$$

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,344(b-2)400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 20,96 \text{ cm}$$

On prend : **b=45 cm**

c)Vérification des conditions du R.P.A 99[1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 45 \text{ cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 45 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..} \end{array} \right.$$

Donc: **a=b=45 cm**

II.4.3 Prédimensionnement des poteaux de type 3 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G=20.80 \times 16.59 + G_{pp} \times 10 + G_{ps} \times 10$$

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 3,93= 11,79\text{KN}$$

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 4,22=9,49\text{KN}$$

$$\mathbf{G = 557,87 KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1G = \mathbf{613,66 KN}$$

$$Q = 5,05 \times 16,59 = \mathbf{83,77 KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 83,77 = \mathbf{92,14 KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 613.66 + 1,5 \times 92,14 = \mathbf{966,65 KN}$$

$$N_u = 966,65 \text{ KN}$$

a) Détermination de "a" :

❖ Vérification de flambement :

On doit les mêmes étapes :

$$L_0 = 3,06 ; L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82 \text{ cm.}$$

On prend : **a = 40 cm**

b) Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

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

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

$$B_r = 38(b-2)$$

$$A_s = 0,8\% B_r = 0,8\% \cdot 38 \cdot (b-2) = 0,304 \cdot (b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{214,20}{0,289 \cdot 40} = 18,53$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{18,53}{35} \right)^2 \right]}$$

$$\alpha = 0,80$$

$$N_u \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

Donc : $b \geq 16,93 \text{ cm}$

Donc on prend : **b = 40 cm**

c) Vérification des conditions du **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1[1]**:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..} \end{array} \right.$$

Donc : $a=b=40\text{cm}$

Conclusion:

Le tableau ci- dessous résume les sections des poteaux pris en compte pour les différentes étages de la construction

Tableau(II . 8) : Les sections des poteaux par niveau

Niveau	Section de poteau(cm²)
R.D.C	50X50
01	50X50
02	50X50
03	50X50
04	45X45
05	45X45
06	45X45
07	40X40
08	40X40
09	40X40

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables). Ils assurent principalement deux fonctions dans la construction :

1. Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
2. Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique et protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.1.1 Dimensionnement du plancher:

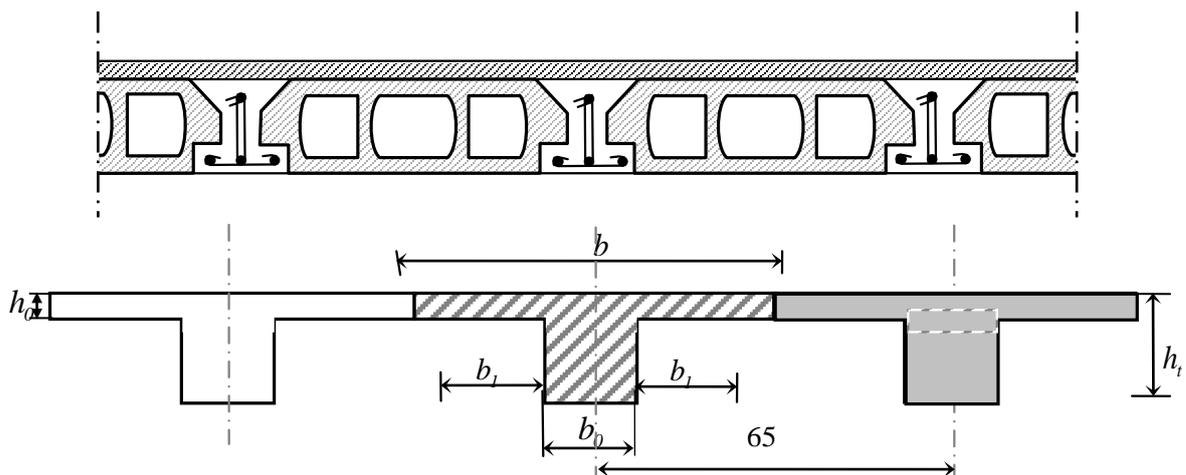
Suite au précédent chapitre « chapitre II : prédimensionnement des éléments » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque notre structures est une construction courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

Donc on a un seul type de plancher à corps creux $h_t = 20 \text{cm}$

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

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur les quelles vient s'appuyer l'hourdis

- Hauteur du plancher $h_t = 20 \text{cm}$
- Épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{cm}$
- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{cm}$



Figure(III.1) : Dimensionnement des poutrelles

III.1.1.a Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

$$b=2b_1+b_0$$

$$L = 5.08 \text{ m} \quad l_1=65\text{cm}$$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 508/10=50.8\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1=26,5 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow b=2(26,5) +12=65\text{cm}. \quad \text{Donc : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

III.2 Calcul des poutrelles :

III.2.1 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91[2] propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

III.2.1.1 Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.2.1.1.1 Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques

" M_0 " de la travée indépendante.

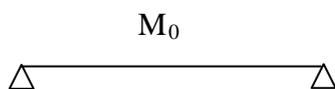


Figure (III.2) : Travée isostatique

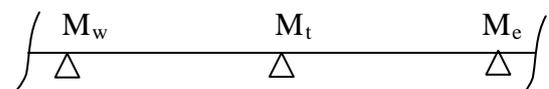


Figure (III.3) : Travée hyperstatique

Selon le BAEL 91[2], les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$\text{Max}[1,05M_0 ; (1 + 0,3M_0)] - \left[\frac{(M_w + M_e)}{2} \right]$$

$$M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots\dots\dots \text{Pour travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots\dots\dots \text{Pour travée de rive.}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

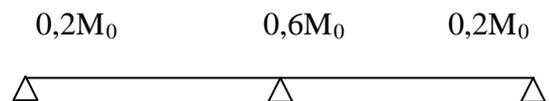
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = \frac{G}{G + Q}$ le rapport des charges d'exploitations a la somme des charges permanente et d'exploitations.

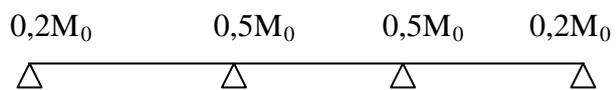
a) Valeurs des moments aux appuis:

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

cas de deux travées :



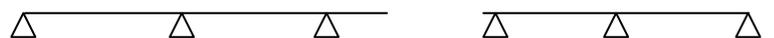
cas de trois travées :



cas de plus de trois travées:

0,2M₀

0,2M₀ 0,5M₀ 0,4M₀ 0,4M₀ 0,5M₀



Figure(III.4) : Les Valeurs des moments aux appuis

b) 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:

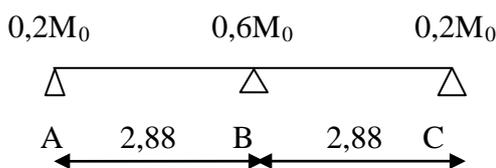
$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{1} + \frac{Ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{1} - \frac{Ql}{2}$$

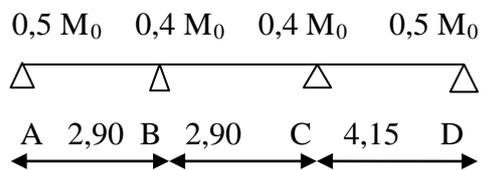
III.2.1 Type de poutrelles:

Notre construction comporte 4 types de poutrelles ; elles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction :

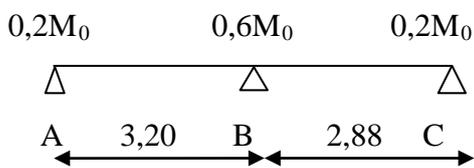
Type 01:



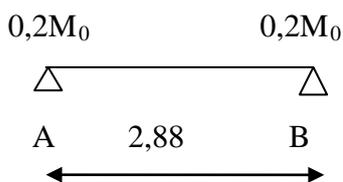
Type 02:



Type 03:



Type 04:



Figure(III.5) : Type de poutrelles

III.2.2 Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher 1^{er} au 9^{eme} étage:**

$$\begin{aligned} G &= 5,04 \cdot 0,65 = 3,276 \text{ KN/mL} \\ Q &= 1,5 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ KN/mL} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{aligned} Q_u &= 1,35G + 1,5Q = 5,88 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,25 \text{ KN/mL} \end{aligned} \right.$$

❖ **Plancher terrasse :**

$$\begin{aligned} G &= 5,68 \cdot 0,65 = 3,692 \text{ KN/mL} \\ Q &= 1 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{aligned} Q_u &= 1,35G + 1,5Q = 5,96 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,34 \text{ KN/mL} \end{aligned} \right.$$

III.2.3 vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

a- plancher étage courant : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ KN/m}^2$ vérifié

b- Plancher terrasse : $G = 5,68 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11,36 \text{ KN/m}^2$ vérifié

2- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{cte}$) vérifié

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher 1^{ere} 9^{eme} étages fissuration peu préjudiciable vérifié

Plancher terrasse la fissuration est préjudiciable non vérifié

Donc on applique la méthode des trois moments

4- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ cette condition n'est pas vérifiée

Puisque le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire**

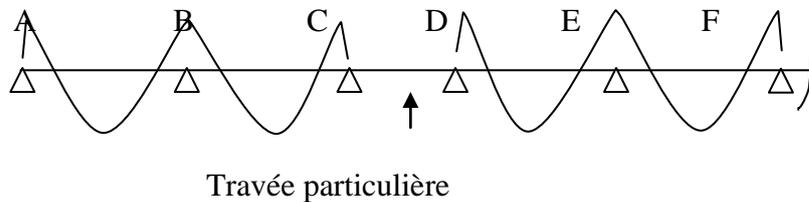
modifiée pour la travée particulière; et en utilise toujours la méthode forfaitaire pour le reste des travées.

III.2.3.1 Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25; il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

III.2.3.1.1 cas ou la travée comprise entre deux grandes travées: (travée intermédiaire)



Figure(III.6) : Le cas d'une travée particulière

$$Ma_1 = 0,2 M_{01-2}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{0A-B} ; M_{0B-C})$$

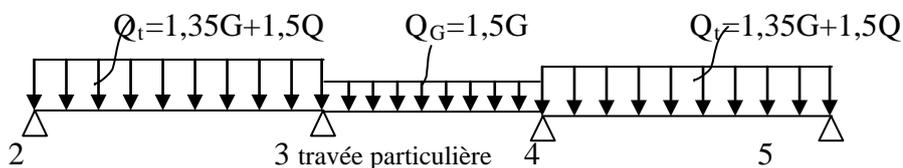
$$Ma_3 = 0,4 \max ((M_{0B-C}; M_{0C-D})$$

$$Ma_4 = 0,4 \max ((M_{0C-D}; M_{0D-E})$$

$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{0D-E} ; M_{0E-F})$$

a) On calcul le moment minimal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment $M_{t_{34min}}$ on considère le chargement suivant:



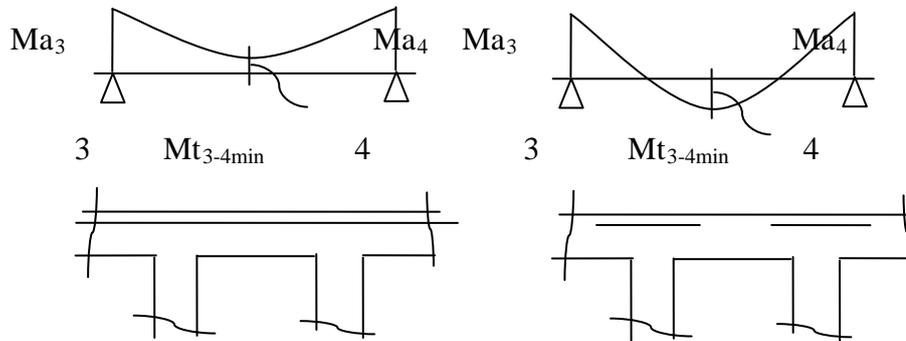
Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34min}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

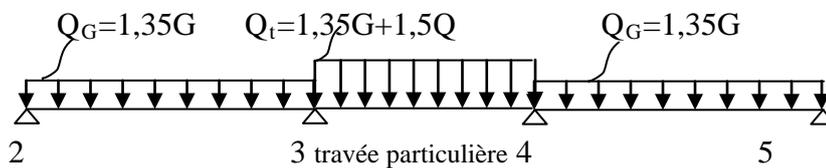
Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:



Figure(III.7) : Repartition du moment dans la travée particulière

b) On calcule le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment Mt_{34max} on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment Mt_{34max} est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

Avec :

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

$$M'a_3 = 0,4min (M_{02-3} ; M_{03-4})$$

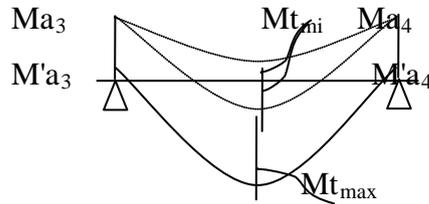
$$M'a_4 = 0,4min (M_{03-4} ; M_{04-5})$$

$$M_{02-3} = \frac{Q_G L_2^2}{8}$$

$$M_{03-4} = \frac{Q_T L_3^2}{8}$$

$$M_{04-5} = \frac{Q_T L_4^2}{8}$$

Remarque: dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$



III.2.3.2.2 cas ou la travée particulière est une travée de rive:

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

a) Exemple de calcul : (plancher étage courant)

Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire (mL)

Type 2 :

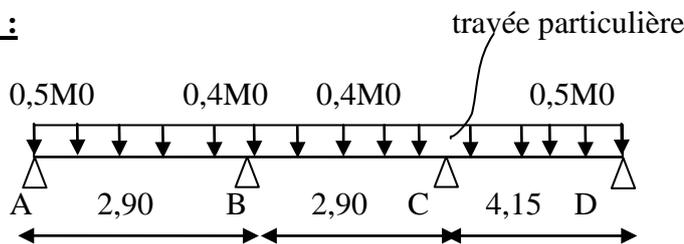


Figure (III.8) : Calcul des moments de 2^{ème} type de poutrelles (étage courant)

❖ **Calcul des moments dans les travées AB et BC:**

On utilise la méthode forfaitaire:

❖ **Sollicitation à l'E.L.U :**

❖ $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 5,88 \text{ KN/ml}$

❖ $\alpha = \frac{G}{G + Q} = \frac{1,5}{(5,04 + 1,5)} = 0,2294$

❖ $(1 + 0,3) = 1,07 > 1,05$

❖ $\frac{(1,2 + 0,3)}{2} = 0,63 \text{ (Taveé de rive)}$

$$\diamond \frac{(1,2 + 0,3)}{2} = 0,53(\text{Travée intermédiaire})$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \left\{ \begin{array}{l} \text{Max}[1,05M_0 ; (1 + 0,3M_0)] - \left[\frac{(M_w + M_e)}{2} \right] \\ \left[\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \right] M_0 \end{array} \right.$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \left\{ \begin{array}{l} \text{Max}[1,05M_0 ; (1 + 0,3M_0)] - \left[\frac{(M_w + M_e)}{2} \right] \\ \left[\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \right] M_0 \end{array} \right.$$

❖ Moments isostatiques:

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{5,88(2,90)^2}{8} = 6,18\text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{5,88(2,90)^2}{8} = 6,18\text{KN.m}$$

❖ Moments sur appuis:

$$M'_A = 0,5M'_{0AB} = 3,09\text{KN.m}$$

$$M'_B = 0,4 M'_{0AB} = 2,47\text{KN.m}$$

$$M'_C = 0,4M'_{0BC} = 2,47\text{KN.m}$$

❖ Moment en travée :

❖ Travée (AB) :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \quad M_0^{AB} \geq 1,07 \times 6,18 - \frac{(3,09 + 2,47)}{2} \\ \quad \quad M_0^{AB} \geq 3,83\text{KN.m} \\ 2) \quad M_0^{AB} \geq 0,53M_0^{AB} = 3,28\text{KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend : } M_t^{AB} = 3,83\text{KN.m}$$

❖ Travée(BC) :

$$1) M_0^{BC} \geq 1,07 \times 6,18 - \frac{(2,47 + 2,47)}{2}$$

$$M_0^{BC} \geq 4,14 \text{ KN.m}$$

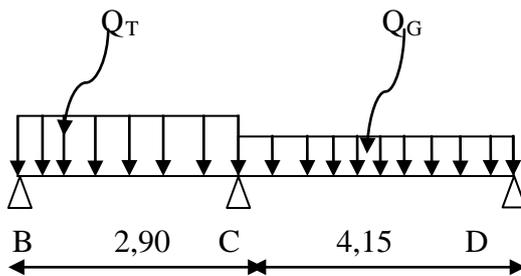
$$2) M_0^{BC} \geq 0,53M_0^{AB} = 3,28 \text{ KN.m}$$

on prend : $M_t^{AB} = 4,14 \text{ KN.m}$

❖ Moment en travée :

Dans la travée CD en utilise la méthode forfaitaire modifié.

❖ Calcul du moment minimal de la travée CD:



$$Q_G = 1,35 \times 3,276 = 4,42 \text{ KN}$$

$$Q_T = 1,35 \times 3,276 + 1,5 \times 0,975 = 5,88 \text{ KN}$$

❖ Moments isostatiques:

$$M_0^{BC} = \frac{Q_T L^2}{8} = \frac{5,88(2,90)^2}{8} = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_G L^2}{8} = \frac{4,42(4,15)^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m}$$

❖ Moments sur appuis:

$$M_B = 0,4M_0^{BC} = 4,48 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 4,48 \text{ KN.m}$$

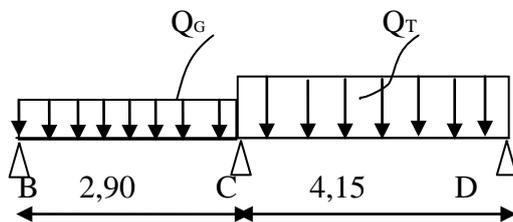
$$M_D = 0,5M_0^{CD} = 4,76 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée particulière :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G \cdot L} = \frac{4,15}{2} + \frac{2,48 - 4,76}{4,42 \cdot 4,15} = 1,95 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = Q_G \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M_C \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_D \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = 4,42 \cdot 1,95 \left(\frac{4,15 - 1,95}{2} \right) - 2,48 \left(1 - \frac{1,95}{4,15} \right) - 4,76 \frac{1,95}{4,15} = 5,93 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment maximal de la travée CD:❖ Moments isostatiques:

$$M_0^{BC} = \frac{Q_G L^2}{8} = \frac{4,42(2,90)^2}{8} = 4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_T L^2}{8} = \frac{5,88(4,15)^2}{8} = 12,66 \text{ KN.m}$$

❖ Moments sur appuis:

$$M_B = 0,4M_0^{BC} = 1,86 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 1,86 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0^{CD} = 6,34 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière CD: ($M_{t_{\max}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_C - M'_D}{Q_t \cdot L} = \frac{4,15}{2} + \frac{1,86 - 6,34}{5,89 \cdot 4,15} = 1,89 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M'_C \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_D \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = 5,89 \cdot 1,89 \left(\frac{4,15 - 1,89}{2} \right) - 1,86 \left(1 - \frac{1,89}{4,15} \right) - 6,34 \cdot \frac{1,89}{4,15} = 8,68 \text{ KN.m}$$

- ❖ **L'effort tranchant:** Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes : qui nous donne les valeurs présentées si dessous :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

- ❖ Travée (AB)

$$T_w = \frac{(3,09 - 2,47)}{2,90} + \frac{(5,88 \times 2,90)}{2} = 8,74 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(3,09 - 2,47)}{2,90} - \frac{(5,88 \times 2,90)}{2} = 8,31 \text{ KN}$$

- ❖ Travée (BC)

$$T_w = \frac{(2,47 - 2,47)}{2,90} + \frac{(5,88 \times 2,90)}{2} = 8,53 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(2,47 - 2,47)}{2,90} - \frac{(5,88 \times 2,90)}{2} = -8,53 \text{ KN}$$

- ❖ Travée (CD) :(particulière)

T_{min} (travée déchargée)

$$T_w = \frac{(4,48 - 4,76)}{4,15} + \frac{(4,25 \times 4,15)}{2} = 8,75 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(4,48 - 4,76)}{4,15} - \frac{(4,25 \times 4,15)}{2} = -8,89 \text{ KN}$$

T_{max}(travée chargée)

$$T_w = \frac{(1,86 - 6,34)}{4,15} + \frac{(5,88 \times 4,15)}{2} = 11,12 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(1,86 - 6,34)}{4,15} - \frac{(5,88 \times 4,15)}{2} = -13,28 \text{ KN}$$

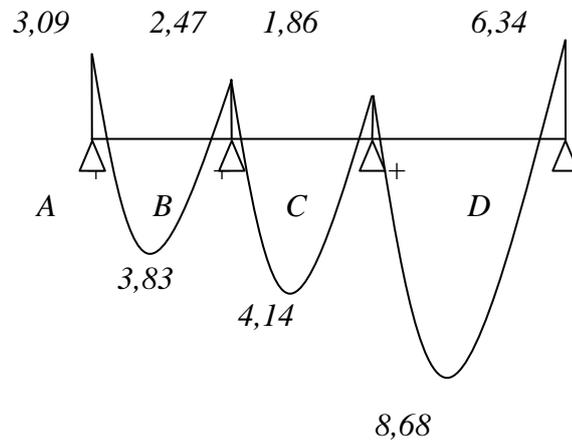


Figure (III.9) : Diagramme des moments fléchissant (ELU) , M [KN.m]

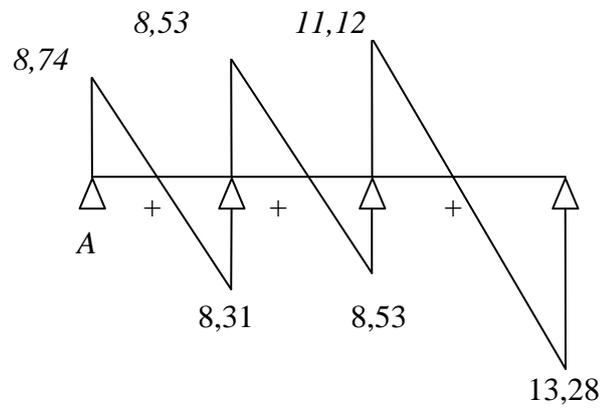


Figure (III.10) : Diagramme des efforts tranchants (ELU) , T [KN]

Tableau(III.1) : Résultats obtenus (plancher étage courant)

Type de Poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U					E.L.S				
				M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	2,88		6,09	4,08	1,22	3,65	7,63	-9,31	4,41	2,96	0,88	2,64
	B-C	2,88		6,09	4,08	3,65	1,22	9,31	-7,63	4,41	2,96	2,64	0,88
02	A-B	2,90		6,18	3,83	3,09	2,47	8,74	-8,31	4,47	2,77	2,24	1,79
	B-C	2,90		6,18	4,14	2,47	2,47	8,53	-8,53	4,47	3,00	1,79	1,79
	C-D	4,15	Min	9,52	5,93	4,48	4,76	8,75	-8 ,89	7,05	4,42	1,79	3,53
			Max	12,68	8,68	1,86	6,34	11,12	-13,28	9,15	6,24	1,38	4,58
03	A-B	3,20		10,6 6	7,78	2,13	6,40	11,99	-14,66	5,44	3,97	1,09	3,26
	B-C	2,88		8,64	5,70	6,40	1,73	13,62	-10,37	4,41	2,91	3,26	0,88
04	A-B	2,88		8,64	8,03	1,73	1,73	11,99	-11,99	4,41	4,10	0,88	0,88

Pour le plancher étage courant ,les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types des poutrelles (E.L.U+E.L.S) :unité (KN.m)

b) Plancher terrasse :

❖ **Méthode de calcul:**

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

❖ **Principe de calcul de la méthode des trois moments:**

Pour les poutres continue à plusieurs appuis,

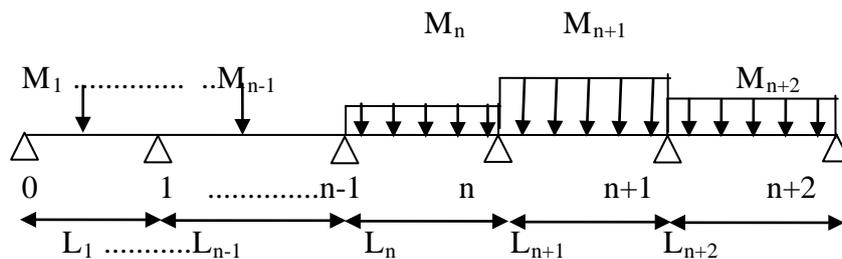


Figure (III.11) : Principe de calcul de la méthode des trois moments

Isolant deux travée adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statique disponibles par d'autre méthodes baser sur les déformation du système.

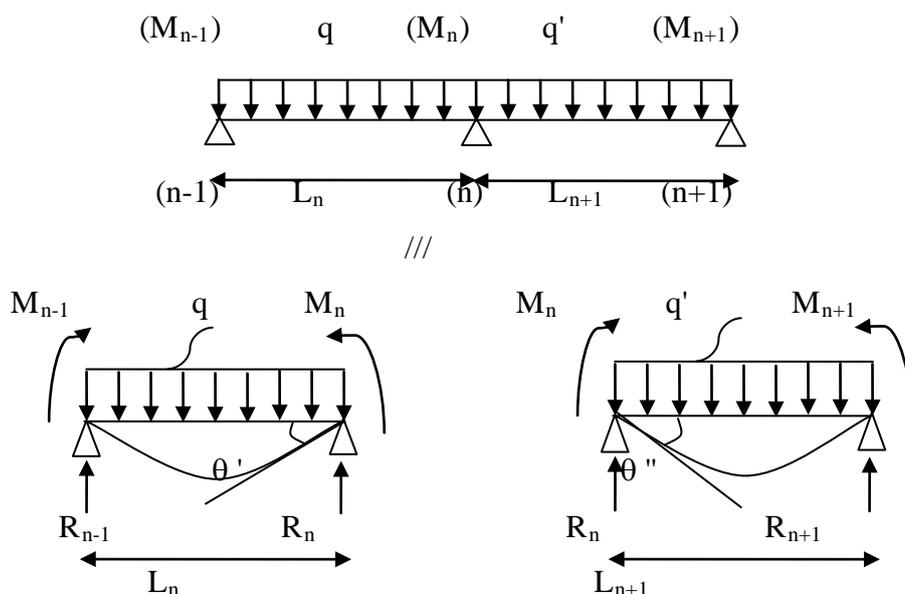


Figure (III.12) : Détermination des moments selon la méthode des trois moments

M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moment de flexion au appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positif, suivant les conditions aux limite et les conditions de continuités, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} :les centre d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments est sous cette forme generale il est applicable à tous les types de chargement.cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

❖ **Exemple de calcul:**

On prend comme exemple de calcul le 2^{ème} type de poutrelle (avec 3 travées)

Type 2 :

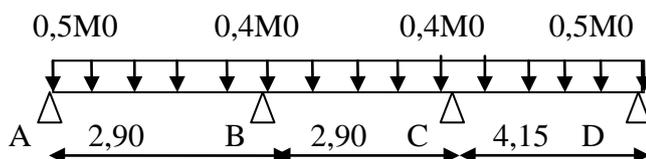


Figure (III.13) : Calcul des moments de 2^{ème} type de poutrelles (terrasse)

❖ Calcul des charges par mètre linéaire :

$$G=5,68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$Q_u=(1,35G+1,5Q) \times 0,65$$

$$Q_u = 5,96 \text{ KN/mL}$$

ELS:

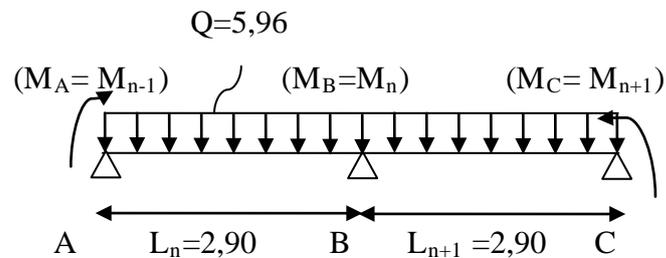
$$Q_{ser}=(G+Q) \times 0,65$$

$$Q_{se} = 4,34 \text{ KN/mL}$$

Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

On isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 6,27$$

$$a_n = b_n = 1,45 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{AB} = \frac{2}{3} \times 2,90 \times 6,27 = 12,12 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 6,27$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,45\text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}L_{n+1} \times M_0^{AB} = \frac{2}{3} \times 2,90 \times 6,27 = 12,12\text{m}^2$$

$$2,90 M_A + 2(2,90 + 2,90)M_B + 2,90M_C = -6 \left[\left(\frac{12,12 \times 1,45}{2,90} \right) + \left(\frac{12,12 \times 1,45}{2,90} \right) \right]$$

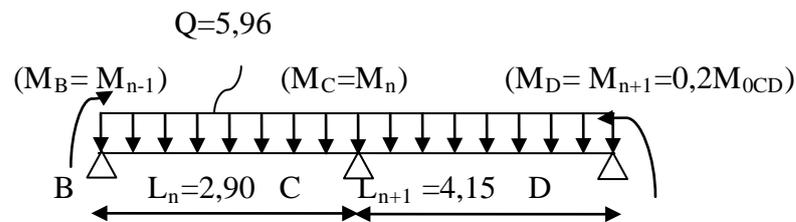
Avec:

$$M_A = -0,5M_0^{AB} = -3,14\text{KN.m}$$

$$2,90M_A + 11,6M_B + 2,90M_C = -72,72$$

$$11,6M_B + 2,90M_C + 63,61 = 0$$

On isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



Partie BC:

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 6,27 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,45\text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}L_n \times M_0^{BC} = \frac{2}{3} \times 2,90 \times 6,27 = 12,12\text{m}^2$$

Partie CD:

$$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 12,83 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,08 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{CD} = \frac{2}{3} \times 4,15 \times 12,83 = 35,50 \text{ m}^2$$

$$2,90 M_B + 2(2,90 + 4,15)M_C + 4,15M_D = -6 \left[\left(\frac{12,12 \times 1,45}{2,90} \right) + \left(\frac{35,50 \times 2,08}{4,15} \right) \right]$$

$$2,90M_B + 14,1M_C + 2,90M_D = -143,12$$

Avec :

$$M_D = -0,5M_0^{CD}$$

$$2,90M_B + 14,1M_C + 116,5 = 0$$

Les moments sur appuis sont:

$$M_A = -3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -3,60 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -6,42 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$M_t = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{(-3,14 + 3,60)}{2} + 6,27 = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} = 2,90 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = 0,71 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} = 5,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant:

❖ Travée (AB):

$$T_w = \frac{(-3,14 + 3,60)}{2,90} + \frac{(5,96 \times 2,90)}{2} = 8,80 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-3,14 + 3,60)}{2,90} - \frac{(5,96 \times 2,90)}{2} = -8,48 \text{ KN}$$

❖ Travée (BC):

$$T_w = \frac{(-3,60 + 7,52)}{2,90} + \frac{(5,96 \times 2,90)}{2} = 10 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-3,60 + 7,52)}{2,90} - \frac{(5,96 \times 2,90)}{2} = -7,30 \text{ KN}$$

❖ Travée (CD):

$$T_w = \frac{(-7,52 + 6,42)}{4,15} + \frac{(5,96 \times 4,15)}{2} = 12,10 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{(-7,52 + 6,42)}{4,15} - \frac{(5,96 \times 4,15)}{2} = -12,63 \text{ KN}$$

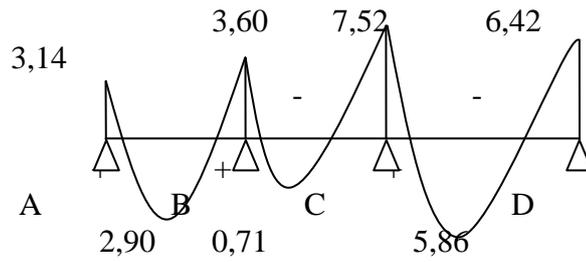


Figure (III.14) : Diagramme des moments fléchissant (ELS) , M [KN.m]

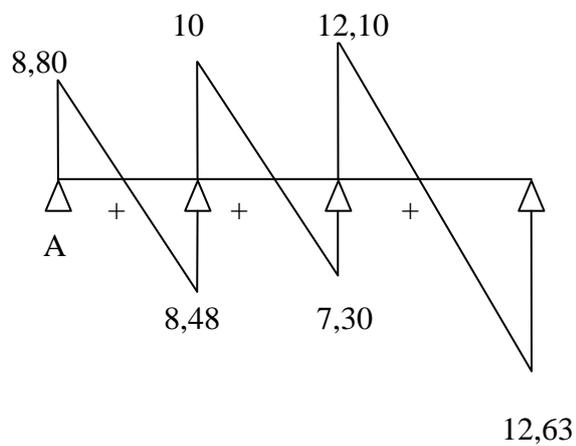


Figure (III.15) : Diagramme des efforts tranchants (ELS) , T [KN]

Pour le plancher étage terrasse ,les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types des poutrelles (E.L.U+E.L.S) :unité (KN.m)

Tableau (III. 2) : Résultats obtenus (plancher terrasse)

Type De Poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	2,88	6,18	2,78	-1,24	-5,56	10,08	-7,08	4,50	2,03	0,9	4,05
	B-C	2,88	6,18	2,78	-5,56	-1,24	7,08	-10,08	4,50	2,03	4,05	0,9
02	A-B	2,90	6,27	2,90	-3,14	-3,60	8,80	-8,48	4,56	2,11	2,28	2,62
	B-C	2,90	6,27	0,71	-3,60	-7,52	10	-7,30	4,56	0,51	2,62	5,48
	C-D	4,15	12,83	5,86	-7,52	-6,42	12,10	-12,63	9,34	4,27	5,48	4,67
03	A-B	3,20	7,63	3,55	-1,53	-6,63	11,13	-7,94	5,56	2,72	1,11	4,58
	B-C	2,88	6,18	2,24	-6,63	-1,24	6,71	10,45	4,50	1,76	4,58	0,9
04	A-B	2,88	6,18	4,94	-1,24	-1,24	8,58	-8,58	4,50	3,6	-0,9	-0,9

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 5,86 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 7,52 \text{KN.m} \\ T_{\max} = 12,63 \text{KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 4,27 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 5,48 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

III.3 Calcul du ferrailage :

III.3.1 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

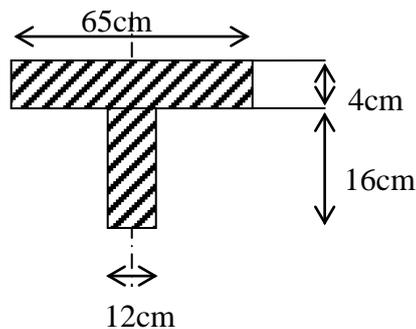


Figure (III.16) : Section de calcul de la poutrelle

Données :

- ❖ Largeur de la poutrelle $b = 65 \text{ cm}$.
- ❖ Largeur de la section $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$
- ❖ contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- ❖ contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ❖ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- ❖ Fissuration peu préjudiciable.

Plancher étage courant (1^{er} au 9^{ème}) :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 8,86 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 6,40 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.1.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**❖ En travée (armatures inférieures) :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 8,86 \text{ KN.m} < M_t = 58,95 \text{ KN.m}$$

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 $M_{t\max} = 8,86 \text{ KN.m}$

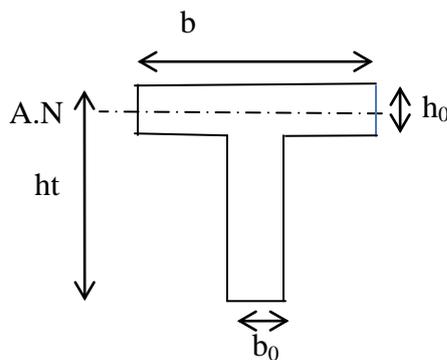


Figure (III.17) : Détermination de la section en T

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,86 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0296 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0296 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,86 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

❖ **En travée :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,44 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

❖ **Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,40 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,116 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,116 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,938$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,40 \cdot 10^3}{0,938 \cdot 18 \cdot 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

Le choix : 2T12= 2,26 cm².

❖ Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Sur travée :

$$M_{ser} = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0381$$

$$\gamma = \frac{8,68}{6,24} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,46 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1546$$

$$\gamma = \frac{6,40}{3,26} = 1,96$$

$$\alpha \leq \frac{1,96-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,73 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Contrainte de cisaillement : (effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 14,66 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,66 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,68 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} \ll \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Les armatures transversales At (tous les étages) :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(210/35; 120/10; 10) = 6\text{mm.}$

on adopte : $\Phi_t = 6\text{mm.}$

❖ Calcul des espacements :

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min(16,2; 40\text{cm})$$

$$St \leq 16,2\text{cm}$$

❖ La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$

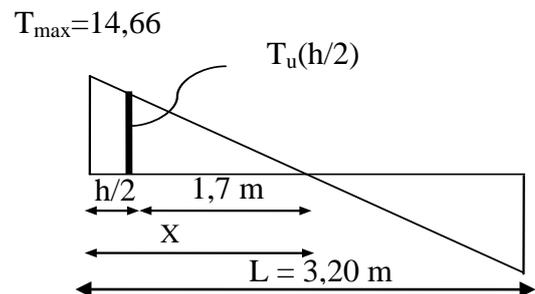
D'où : $\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \cdot d}$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u = \frac{h}{2}$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$



$$X = \frac{3,20}{2} + \frac{(6,40 - 2,13)}{5,88 \times 3,20} = 1,83\text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,1\text{m}$$

$$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 1,83 - 0,1 = 1,73\text{m}$$

$$\text{Donc : } T_u \left(\frac{h}{2}\right) = 14,66 \times \left(\frac{1,73}{1,83}\right) = 13,85\text{KN}$$

$$T_u = 13,85\text{KN}$$

$$\text{D'ou : } \tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{(13,85 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,18)} = 0,64\text{MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,64\text{MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,64 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1),12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 6,52 \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$$

❖ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,64}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

$$\text{En prend le max } \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15\text{cm} \end{array} \right\}$$

❖ **Zone nodale :**

$$St \leq \min (10\Phi_L,; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

On adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

❖ **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 14,66\text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,40\text{KN.m}$$

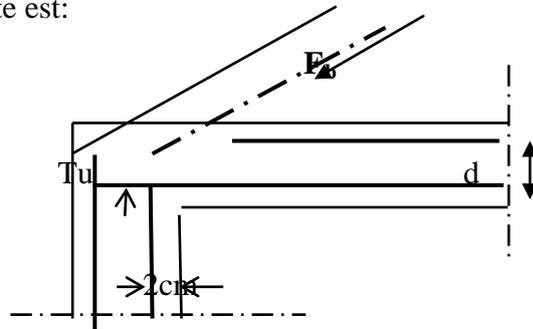
$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{6,4}{0,9.18.10^{-2}} = 39,51\text{KN} > T_u = 14,66\text{KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

❖ **Compression de la bête d'about :**

La contrainte de compression dans la bête est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$



$$D'où \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Figure(III .18) : Compression de la bête d'about (étage courant)

a: la longueur d'appuis de la bête

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bête est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.14,66.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,0183\text{m} = 1,83\text{cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2\text{cm}$$

$c' = 2\text{cm}$ (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 40cm

$a' = 40 - 2 - 2 = 36\text{cm}$

$a = \min(36\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 > 1,58 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9 \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 14,66\text{KN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = 14,66 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\text{ser}} = 0,96 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \times \tau_s}$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 [2] :

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

$$F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max}=4,15\text{m}$

$$F_{adm} = \frac{415}{500} = 0,83\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,020\right)^2$$

$$I_0 = 3,26 \cdot 10^{-1} \text{m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}\right) 0,015} = 3,13$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho b_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 3,26 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,13 \cdot 0,818)} = 0,100 \text{m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{8,86 \cdot 10^{-3} \cdot 4,15^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,1} = 4,74 \cdot 10^{-6} \text{m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{MPa}$

Donc : $f = 4,74 \cdot 10^{-3} \text{cm} \leq f_{adm} = 0,83 \text{cm}$condition vérifiée

Plancher terrasse :

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 5,86 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{appui_{max}} = 7,52 \text{KN} \cdot \text{m} \\ T_{max} = 12,63 \text{KN} \end{array} \right.$$

III.4 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**❖ En travée (armatures inférieures) :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 5,86 \text{ KN.m} < M_t = 58,95 \text{ KN.m}$$

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 $M_{\max} = 5,86 \text{ KN}$

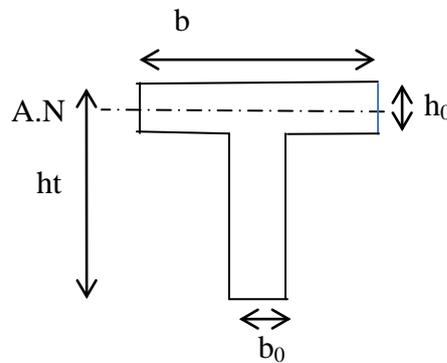


Figure (III .19) : Position des l'axe neutre dans la table

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,86 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,019 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,86 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 18 \cdot 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :**❖ En travée :****Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 0,94 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée .

Le choix : 3T10 = 2,36 cm².

❖ **Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,52 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,014 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,014 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,993$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,52 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 18 \cdot 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Le choix : 2T12 = 2,26 cm².

III.5 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

❖ **Sur travée :**

$$M_{ser} = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0252$$

$$\gamma = \frac{5,86}{4,27} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

❖ Sur appuis :

$$M_{ser} = 5,48 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0176$$

$$\gamma = \frac{7,52}{5,48} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Contrainte de cisaillement : (effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 12,63 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,63 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,58 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,15 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L \right)$$

$$\text{Diamètre } \Phi_t \leq \min \left(\frac{210}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 6 \text{ mm.}$$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

❖ Calcul des espacements :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16,2 \text{ cm}$$

❖ La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

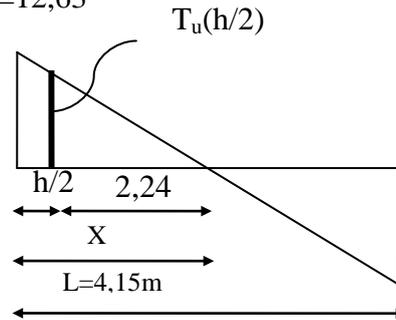
$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$

D'où: $\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \cdot d}$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u (h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$

$T_{max} = 12,63$



- On calcul la distance "X":

$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$

$X = \frac{4,15}{2} + \frac{(7,52 - 6,42)}{5,88 \times 3,20} = 2,12 \text{ m}$

$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,1 \text{ m}$

$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 2,12 - 0,1 = 2,02 \text{ m}$

Donc: $T_u \left(\frac{h}{2}\right) = 12,63 \times \left(\frac{2,02}{2,12}\right) = 12,03 \text{ KN}$

$T_u = 12,03 \text{ KN}$

D'ou: $\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{(12,03 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,18)} = 0,56 \text{ MPa}$

$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,56 \text{ MPa}$

$\left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,56 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 4,57 \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$

❖ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$

$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,56}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$

$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t=15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi_{L,}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

On adopte:

$$\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

❖ **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 12,63\text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{7,52}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 46,42\text{KN} > T_u = 12,63\text{KN}$$

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:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

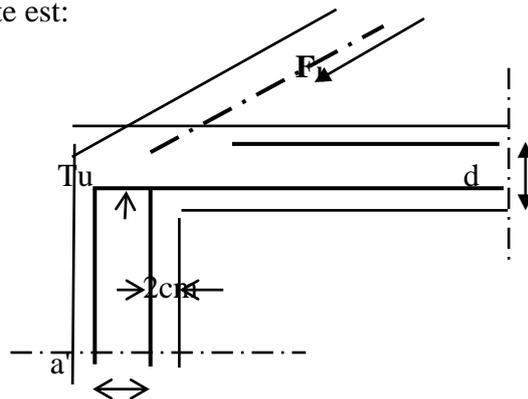


Figure (III .20) : Compression de la bille d'about (Plancher terrasse)

a: la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 12,63 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,0157 \text{ m} = 1,57 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a' : largeur d'appui

a' = c - 2c

c' = 2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 40cm

a' = 40 - 2 - 2 = 26cm

a = min (26cm; 19,44cm) = 19,44 > 1,78 cm.....condition vérifiée.

❖ **Entraînement des armatures :**

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9 \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψs: coefficient de cisaillement ψs=1,5 pour H.A

T: l'effort tranchant max T=12,63KN

n : nombre des armatures longitudinaux tendus n=3

μ : périmètre d'armature tendu μ = πφ = 3,14 x 1,0 = 3,14 cm

$$\tau_{\text{user}} = \frac{(12,63 \times 10^3)}{(0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2)} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{user} = 0,82 MPa ≤ τ̄_{user} = 3,15 MPa.....condition vérifiée

❖ **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s.

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \times \tau_s}$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 [2] :

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

$$F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,15 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,020 \right)^2$$

$$I_0 = 3,26 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) 0,015} = 3,13$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4\rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 3,26 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,13 \cdot 0,818)} = 0,100 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{5,86 \cdot 10^{-3} \cdot 4,15^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,1} = 3,14 \cdot 10^{-6} \text{m}$$

Avec : $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{MPa}$

Donc : $f = 3,14 \cdot 10^{-3} \text{cm} \leq f_{adm} = 0,83 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III .6 Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles

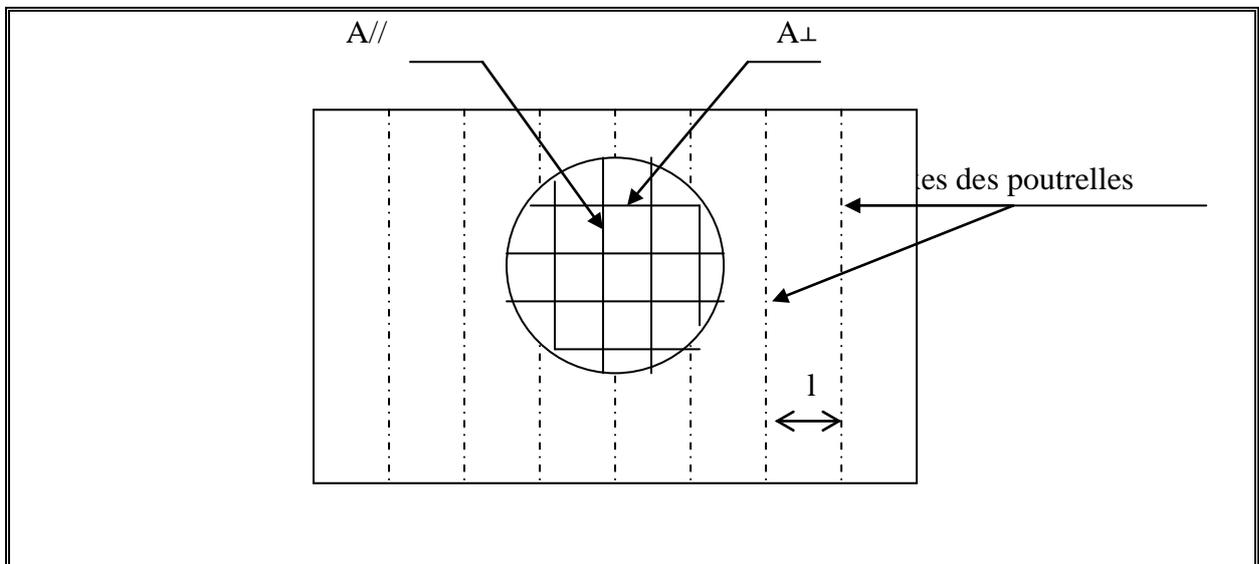


Figure (III .21) : Calcul du ferrailage de la dalle de compression

❖ section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec :

l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$L = 0,65 \text{ m } A// \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$f_e = 225 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{225} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 6$ avec un espacement de 15cm

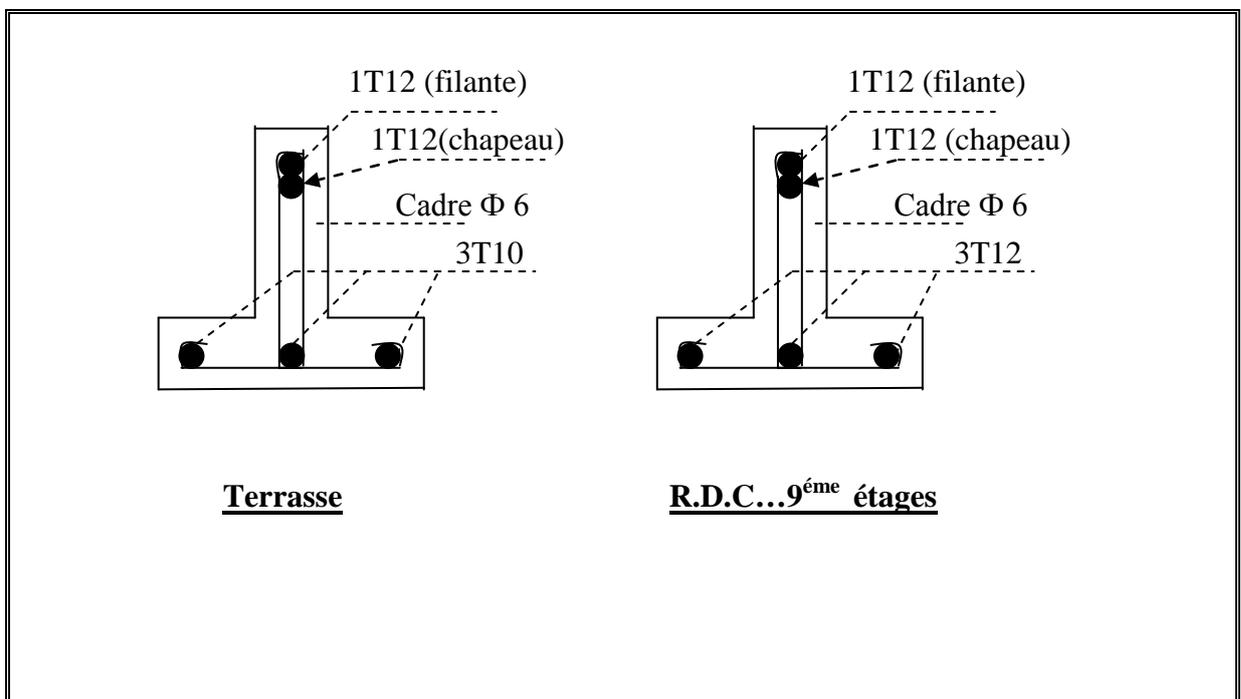


Figure (III .22) : Dessin de ferrailage des poutrelles

ACROTÈRE

IV.1.1 Introduction :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

IV.1.2 Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

IV.1.3 Calcul des sollicitations :

IV.1.3.1 poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

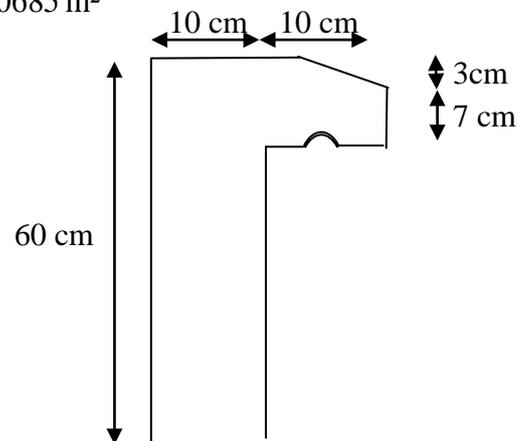


Figure (IV.1) : Dimensions de l'acrotère

IV.1.3.2 Surcharge :

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

IV.1.3.3 Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$L'excéntricité \quad \frac{e_p}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

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

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

IV.1.4 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

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

$$M_u = 2,312 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

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

IV.1.5 Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,00845$$

IV.1.5.1 vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_1 (1 + 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad , \text{ avec : } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \cdot 0,668 (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

IV.1.5.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

$$A_{Smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,7125}{0,6} = 0,35m = 35cm$$

$d = 0,9ht = 9 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/ml$

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

IV.1.5.3 Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,2825 \text{ cm}^2/ml$$

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

IV.1.6 Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e - c + \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 1,4125 \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59cm$$

❖ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

❖ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 ; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte de cisaillement :**

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

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

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

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003)[1], les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : facteur de force horizontal C_p = 0,8

W_p: poids propre de l'acrotère W_p = 1,7125 KN

F_p: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,7125 \times 0,8 = 0,822 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

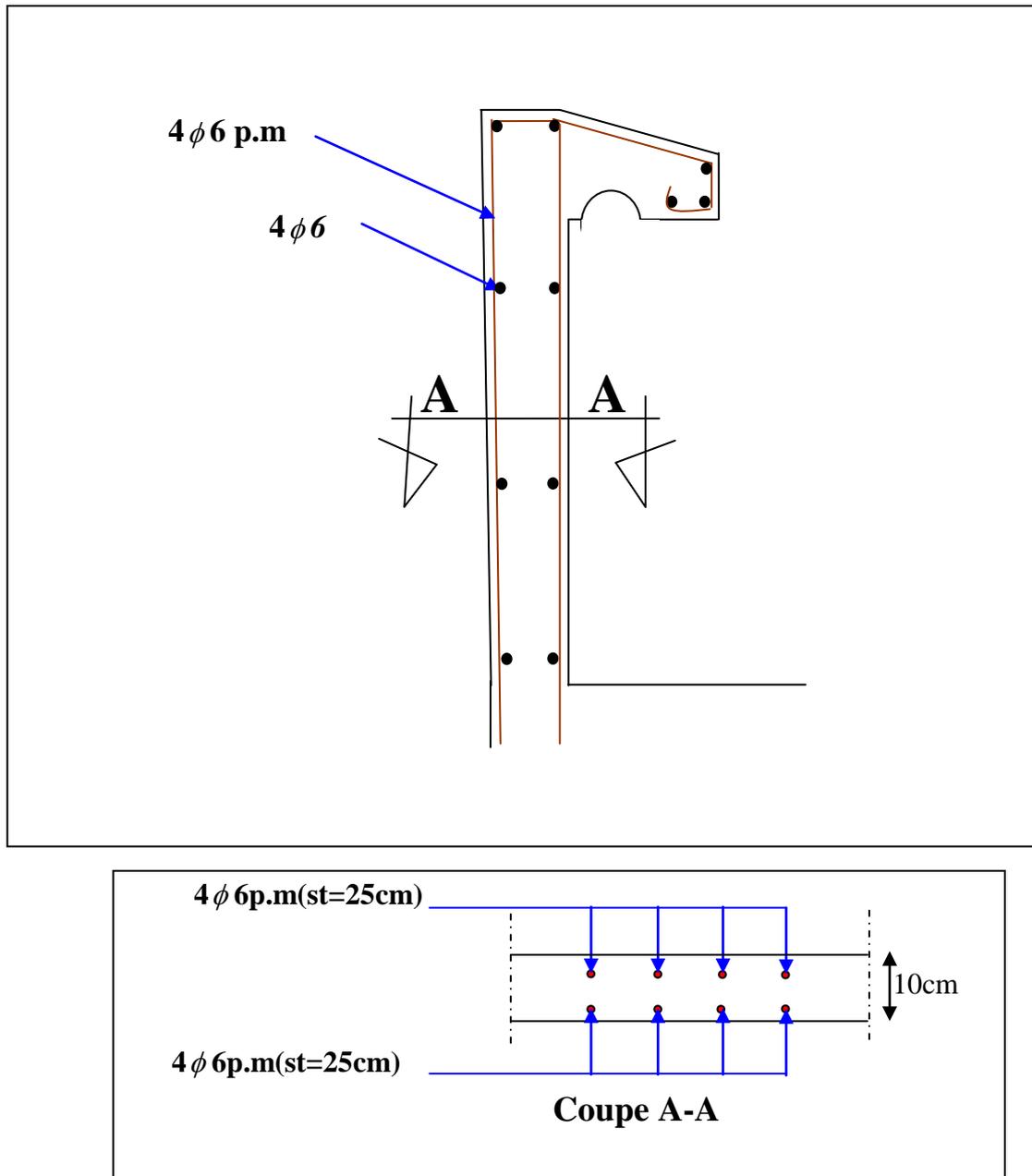


Figure (IV.2): Schéma du ferrailage de l'acrotère

BALCON

IV.2.1 Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12$ cm
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe feu.

Donc on adopte $e = 15$ cm

Dans notre étude , les différentes types des balcons sont les suivantes :

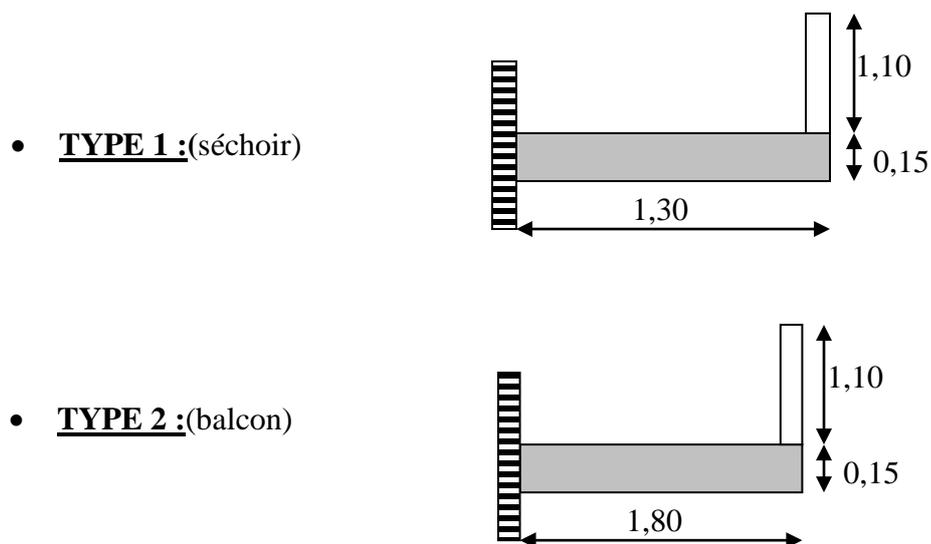


Figure (IV.3) : Différentes types de balcon

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15 cm .

IV.2.2 Exemple de calcul :(Type 1)

IV.2.2.1 Descente de charge:

Tableau (IV.1) : Descente de charge du balcon

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				$\Sigma G=5,27$

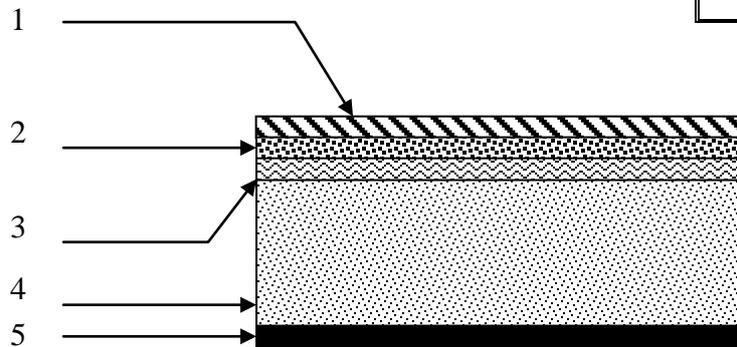


Figure (IV.4) : Descente de charge du balcon

Poids propre $G= 5,27 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q =3,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml: $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$

IV.2.2.2 Calcul de la charge concentrée:

❖ Poids propre du mur en brique perforée:

$$P_s = \gamma \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35(P_s) = 1,35 \times (1,43) = 1,93 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -12,95 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u.l + P_u = 18 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

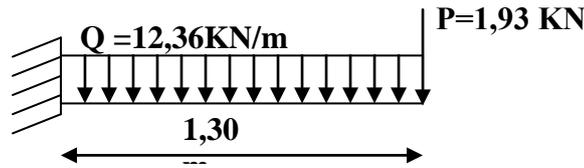


Figure (IV.5) : Schéma statique du séchoir

IV.2.2.3 Ferrailage :

On va résumer le ferrailage du balcon dans le tableau suivant) :

Tableau (IV.2) : Ferrailage de type 1

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adopte} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adopte} (cm ² /ml)
12,95	0,050	0,974	0,0	2,83	4T12 Pm A _s =4,52 St =25cm	1,13cm ²	4T8 A _s =2,01 St=25cm

IV.2.2.4 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A = 4,52cm² > A_{min} = 1,63 cm²/mlcondition Vérifiée.

b) Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots(\text{fissuration.préjudiciable})$$

1) $\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage ,donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,18 \text{ MPa}$$

$n = 4$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$condition vérifiée

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

$$Q_{ser} = G+Q = 8,77 \text{ KN.ml} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,43 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -9,27 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$50y^2 + 67,80 y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$ (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

f) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{9,27 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 4,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée

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

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}; \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267 ; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{9,27 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 167,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 167,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

j) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,52} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm.}$$

k) **Calcul du moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,30)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24} \left[\frac{8,77 \times 1,30}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,042 \text{ cm}$$

$$F = 0,042 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 130/250 = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,042 \text{ cm} < F_{adm} = 0,52 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau (IV.3) : Récapitulatif des armatures des différents types des balcons

Type	01	02
M_u (KN.m)	12,95	23,49
T_u (KN)	18	24,18
M_{ser} (KN.m)	9,27	16,78
μ	0,050	0,090
Z (cm)	13,14	12,84
A_{cal} (cm ² /ml)	2,83	5,25
A_{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T12	6T12
A_{adopte} (cm ² /ml)	4,52	6,79
A_r (cm ² /ml)	1,13	1,69
Choix d'acier (p.m)	4T8	4T8
σ_{bc} (MPa)	4,13	6,43
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
τ_u (MPa)	0,13	0,18
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,042	0,14
F_{adm} (cm)	0,52	0,72

ESCALIERS:

IV.3.1 Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.3.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

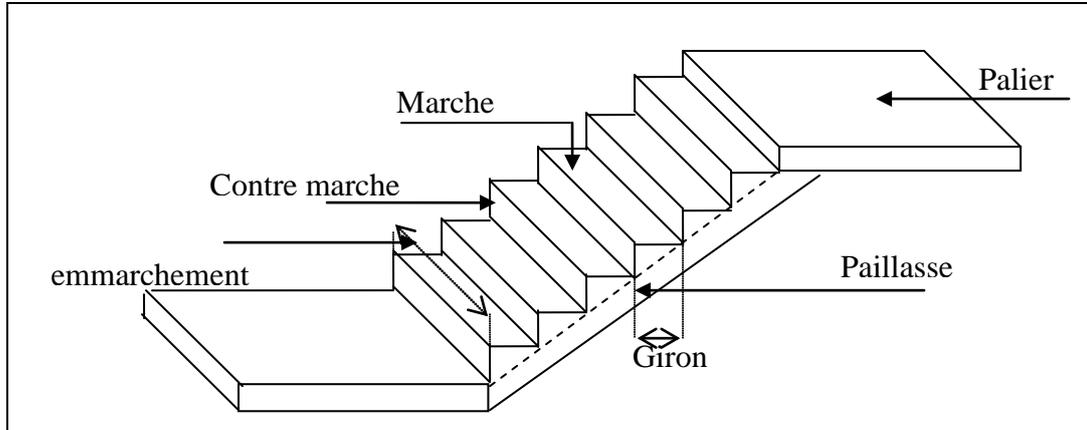


Figure (IV.6) : schéma d'un escalier

IV.3.3 Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g = 64$ cm

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=\frac{h_e}{2}$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1) \times g$

IV.3.4 Etude d'un escalier à deux volées :

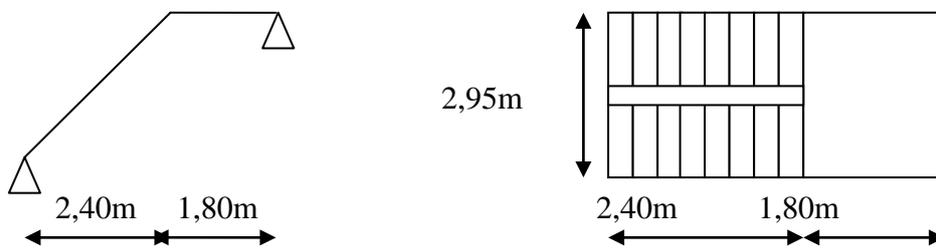


Figure (IV.7) : Schéma statique d'escalier

IV.3.4.1 Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

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

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

Avec : $m=64$ et $H = \frac{306}{2} = 153$ cm et $L = 240$ cm

Donc l'équation devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : **n=9 (Le nombre de contre marche)**

Donc le nombre de marche **n-1=8 (Le nombre de marche)**

Puis : $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15,30$ cm , **donc on prend : h=17 cm**

$g + 2h = 64$ donc : $g = 30$ cm

D'après la formule de BLONDEL on a :

$59 \leq 2h + g \leq 66$

$2 \times 17 + 30 = 64$ et $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30$ cm et $h=17$ cm.

$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \text{cos} \alpha = 0,87$

IV.3.4.2 Epaisseur de la paillasse (e_v):

$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \text{ cos} \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \text{ cos} \alpha}$

$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79 \text{ cm}$, en prend: **$e_v = 12$ cm**

IV.3.4.3 Epaisseur de palier (e_p):

$e_p = \frac{e_v}{\text{cos} \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$

On prend : **$e_p = 14$ cm.**

IV.3.4.4 Evaluation des charges et des surcharges :

a) Paillasse :

Tableau(IV.4) : Evaluation des charges et des surcharges (Paillasse)

$N=^0$	Désignation	E_p (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times \frac{h}{g}$	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times \frac{h}{g}$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $\frac{e_p \times 25}{\text{cos} \alpha}$	0,12	25,00	3,45

7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,15

-charge permanente : $G=7,23 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 13,51 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,73 \text{ KN/ml}$$

b) Palier :

Tableau (IV.5) : Evaluation des charges et des surcharges (Palier)

N ^o	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,14	25,00	3,50
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,0040
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de ciment	0,02	10,00	0,20

- charge permanente : $G_2=4,46 \text{ KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 9,78 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 6,96 \text{ KN/ml}$$

Schéma statique

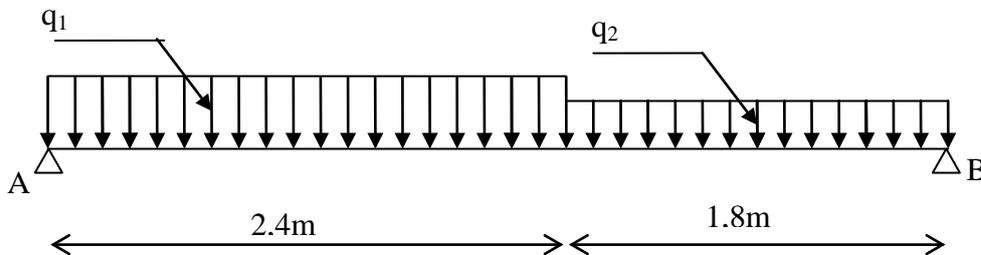


Figure (IV.8) :Schéma statique des charges et surcharges (paillasse , palier)

IV.3.4.5 Calcul du moment maximal en travée a E.L.U :

Charge due au paillasse : $Q_{U1} = 13,51 \text{ KN/ml}$

Charge due au palier : $Q_{U2} = 9,78 \text{ KN/ml}$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,51 \times 2,40) + (9,78 \times 1,8) = 50,03 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \cdot 4,2 + (9,78 \times 1,8 \times 3,3) + (13,51 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2}) = 0$$

$$R_A = 26,93 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 23,1 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (2,4) \Rightarrow T(x) = -5,49 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - \frac{q_1 \times x^2}{2}$ $M(x=2) = 26,84 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 25,72 \text{ KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 4,2 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x - 2,4)$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = -5,49 \text{ KN}$ $x = 4,2 \Rightarrow T = -23,1 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,4(x - \frac{2,4}{2}) - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$ $M(4,2) = 0$

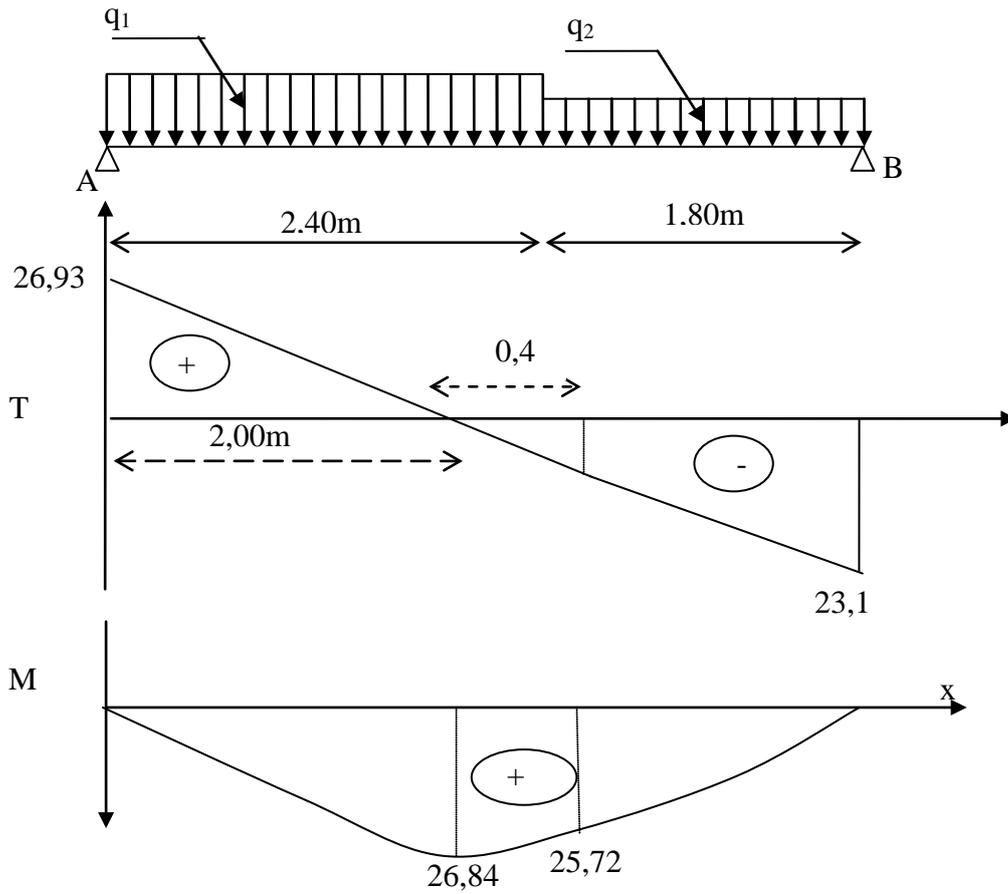


Figure (IV.9) : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (E.L.U)

IV.3.4.6 Calcul du moment maximal en travée a E.L.S :

Charge due au paillasse : $Q_{ser1} = 9,73 \text{ KN/ml}$

Charge due au palier : $Q_{ser2} = 6,96 \text{ KN/ml}$

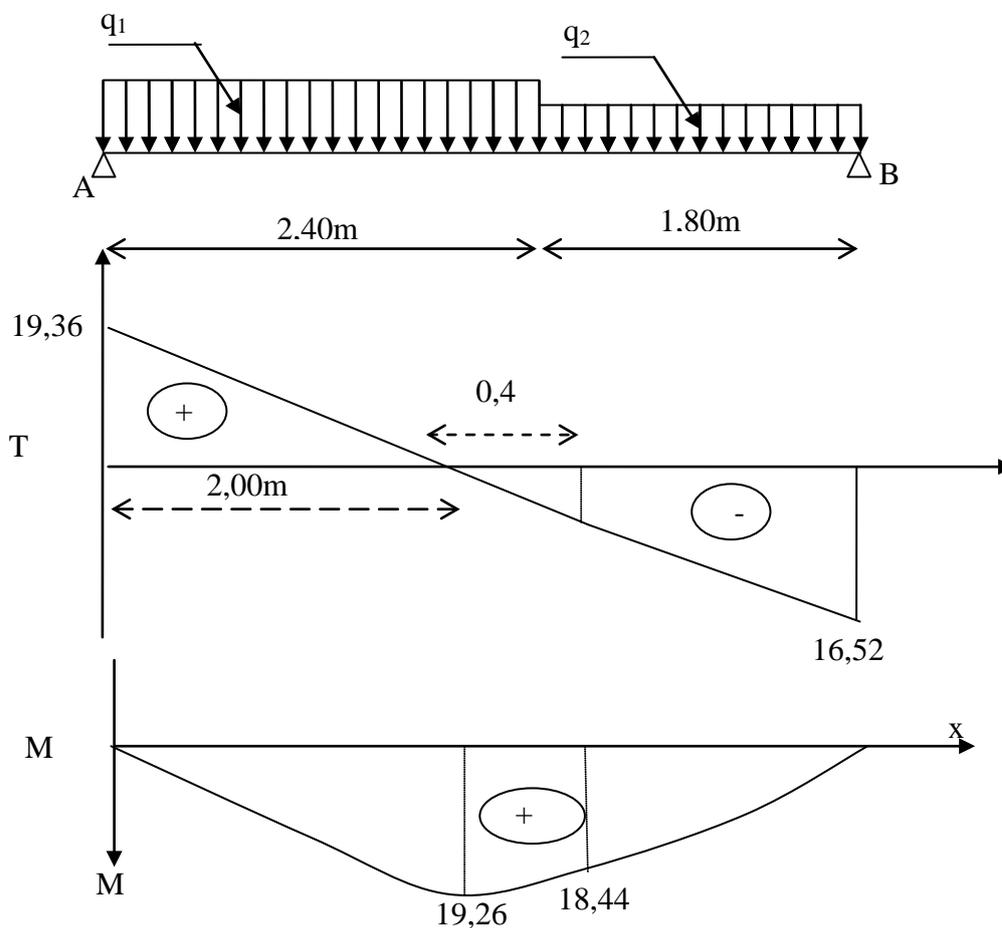
Charge due au paillasse : $Q_{U1} = 13,51 \text{ KN/ml}$

Charge due au palier : $Q_{U2} = 9,78 \text{ KN/ml}$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (9,73 \times 2,40) + (6,96 \times 1,8) = 35,88 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4,2 + (6,96 \times 1,8 \times 3,3) + (9,73 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2}) = 0$$

$$R_A = 19,36 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 16,52 \text{ KN}$$



Figure(IV.10) : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (E.L.S)

E.L.U :

Donc: $M_{xmax} = 26,84 \text{ KN.m}$ ($x = 2 \text{ m}$)

D'où : $M_T = 0,85 \times 26,84 = 22,81 \text{ KN.m}$

$Ma = 0,40 \times 26,84 = 10,74 \text{ KN.m}$

IV.3.5 Ferrailage:

Tableau (IV.6) : Ferrailage de paillasse

Caractéristique	$h_{travée}=12\text{cm}$ $h_{appui}=14\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$D_{travée}=0,9.h=10,8\text{cm}$ $D_{appui}=0,9.h=12,6\text{cm}$		
					/	M(KN.m)	μ
Travée	22,81	0,138	0,925	6,56	7T12/ml =7,91cm ² St=15cm	1,98	7T8/ml =3,52cm ² St=15cm
Appuis	10,74	0,048	0,975	2,51	7T10/ml =5,50cm ² St=15cm	1,38	7T8/ml =3,52cm ² St=15cm

Tableau (IV.7) : Vérifications de section de calcul (paillasse)

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30\text{cm}^2$	$A=6,56\text{cm}^2$ $A > A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{26,93}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,25\text{MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (T_u + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (26,93 \times 10^{-3} + \frac{10,74 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,126}) = 3,50 \text{ cm}^2$ $A \geq 3,50\text{cm}^2$	$A=5,50\text{cm}^2$ $A > 2,96 \text{ cm}^2$ Vérifiée

IV.3.6 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

IV.3.6.1 En travée :

$M_{tser} = 16,37$; $A_s = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 98,4y - 1062,72 = 0 \Rightarrow y = 3,73\text{cm}$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 5783,43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,91 \times 10^3}{5783,43} \times 3,73 = 8,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,97\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.....\text{condition vérifiée}$$

IV.3.6.2 Sur appui:

$$M_{aser} = 7,7 \text{ KN.m}, \quad As = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 82,5y - 1039,5 = 0 \Rightarrow y = 3,81 \text{ cm}$$

❖ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 7296,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,7 \times 10^3}{7296,1} \times 3,81 = 4,02 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.....\text{condition vérifiée}$$

IV.3.7 vérification de La flèche:

Tableau(IV.8) : Vérification de La flèche (escalier)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$0,070 \geq 0,033$	Condition vérifiée
$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_c}$	$0,0043 \geq 0,005$	Condition vérifiée

IV.3.8 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

IV.3.8.1 Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8 \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

IV.3.8.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

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

IV.3.8.3 Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $9 \times 1,53 \times 0,15 = 2,1 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 27,22 \text{ KN/m}$

On a : $q_u = 1,35(2,25+2,1) + 1,5 \cdot 2,5 + 27,22 = 36,84 \text{ KN/m}$

$q_s = 2,1 + 2,25 + 27,22 = 31,57 \text{ KN/m}$

IV.3.8.4 Calcul des sollicitations:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 51,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 43,93 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \times M_0 = 20,67 \text{ KN.m}$$

IV.3.8.5 Le Ferrailage:

Tableau(IV.9): Le Ferrailage de la poutre palière

Caractéristique	h =30cm	b =30cm	d = 0,9h=27cm	σ_s =348Mpa	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	β	A_{CAL} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	43,93	0,14	0,924	5,06	3T14+2T12rent Soit 6,88
En appui	20,67	0,066	0,966	2,28	3T12 Soit3,39

IV.3.8.6 Vérifications:

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{8} = 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée : $5,06 > 1,14 \text{ cm}^2$

En appuis : $2,28 > 1,14 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

$$Q_{ser} = 31,57 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 44,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,ser} = 0,85.51,9 = 37,65 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4.51,9 = 17,72 \text{ KN.m}$$

❖ **En travée:**

Position de l'axe neutre: $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 92,4y - 2494,8 = 0 \Rightarrow y = 10,18 \text{ cm}$$

❖ Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 31415,99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{37,64 \times 10^3}{31415,99} \times 10,18 = 12,20 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

❖ Sur appui:

$$As = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

$$I = 25587,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,71 \times 10^3}{25587,76} \times 9,02 = 6,24 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3.8.7 Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 62,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{62,07 \times 10}{30 \times 27} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il' Y'a pas risque de cisaillement.

IV.3.8.8 Armatures transversale At:

❖ Diamètre des armatures At:

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L\right\} = \min\{10, 30, 14\}$$

On prend $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$

❖ **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min\{0,9d, 40 \text{ cm}\} = \min\{28,35, 40\} \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}, 10\varnothing_L\} = \min\{15; 14\} \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15\varnothing_L = 21 \text{ cm} \text{ donc on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la section d'armatures minimale:**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} \times 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,305; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm}$$

❖ **Section des armatures transversales:**

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,61 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = -0,003 \text{ cm}$$

On prend le max de (1) et (2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 2,10 \text{ cm}^2$ soit $4\phi 8$

❖ **Ancrage des armatures tendues:**

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5\varnothing = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,7 - 20,1}{1,87} = 6,64 \text{ cm}$$



❖ Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau (IV.10): Calcul de la flèche

Condition	Vérification	
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	$30/335=0,089 > 0,0625$	Condition vérifiée
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10.M_{0.SER}}$	$0,089 > 37,65 / 10.44,29=0,085$	Condition Vérifiée
$\frac{A}{b.d} \leq 4,2fe$	$6,16/30.27=0,0076 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

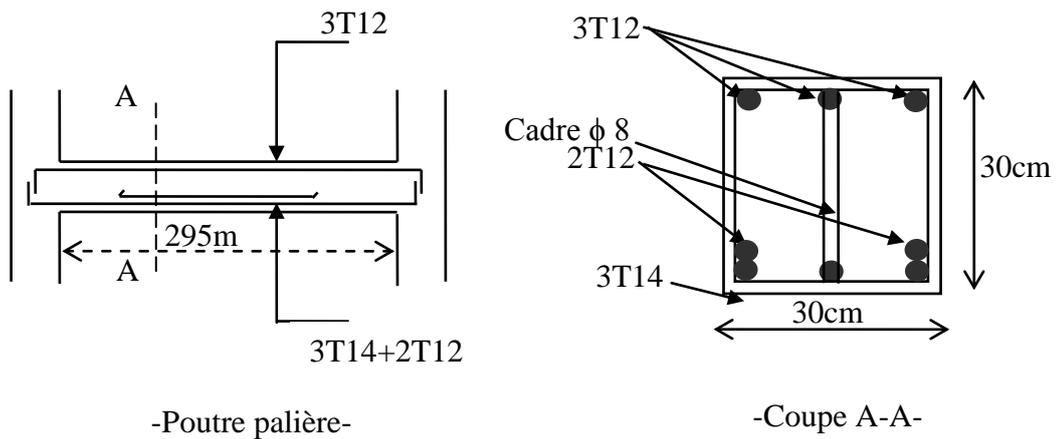


Figure (IV.11) : Ferrailage de la poutre palière (30x30) cm²

L'ascenseur

IV.4.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câble

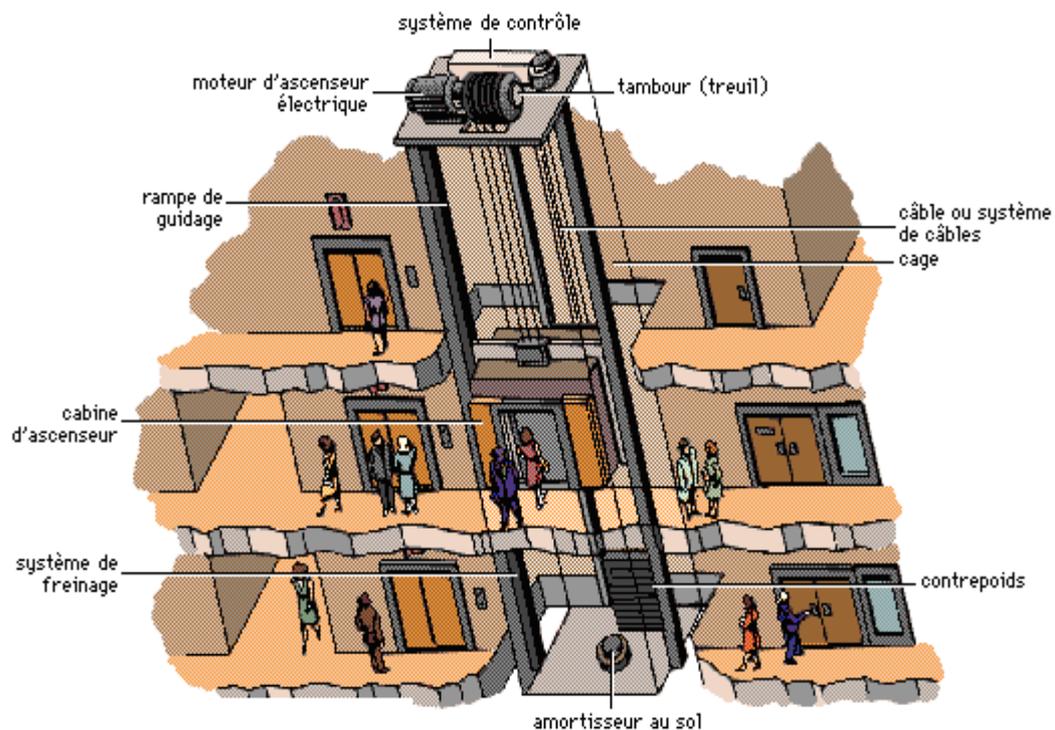


Figure (IV.12) : Ascenseur dans un bâtiment

IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

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

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- Pp : le poids de contre poids tel que $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,40 m
- Profondeur : 1,40 m
- Hauteur : 2,20 m
- La largeur de passage libre : 0,80 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m
- La hauteur de la course : 36,72 m

La surface latérale $S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$

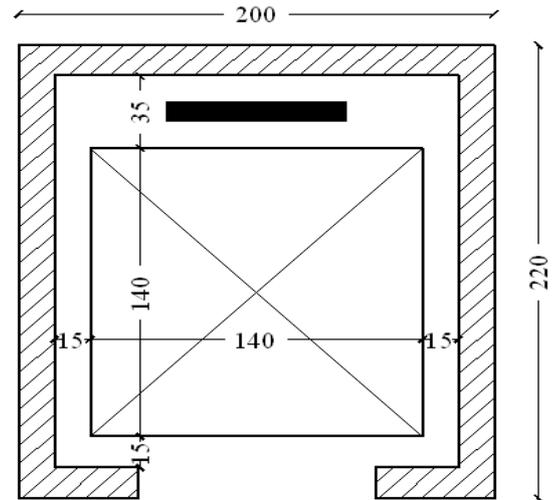


Figure (IV.13) : Coupe d'ascenseur

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

a) Poids de l'ascenseur :

Tableau (IV.11): Le poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,00 \times 2,20 = 4,40 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,40 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,40 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192,8 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,80 + \frac{675}{2} = 1530,30 \text{ kg}$

b) 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 $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à :

$$C_r = C_s \cdot M$$

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,60}{0.85} = 26368,94 \text{ kg}$$

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

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 2$ on à : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

IV.4.2.1 Le poids des câbles : (M_g)

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515$ Kg/m

L : longueur du câble = 36,72 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 36,72 = 37,82 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,80 + 37,82 = 1905,62 \text{ kg}$$

❖ **Vérification de C_r** :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,80}{1905,62} = 14,54 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul de la charge permanente total G** :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg

- La charge permanente totale : $G = 1192,80 + 1530,30 + 1200 + 35,02 = \mathbf{3958,12 \text{ kg}}$

- la surcharge : $Q = \mathbf{675 \text{ kg}}$

à L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{6355,96 \text{ kg}}$$

IV.4.2.2 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = \mathbf{6355,96 \text{ kg}}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6355,96}{4} = 1588,99 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

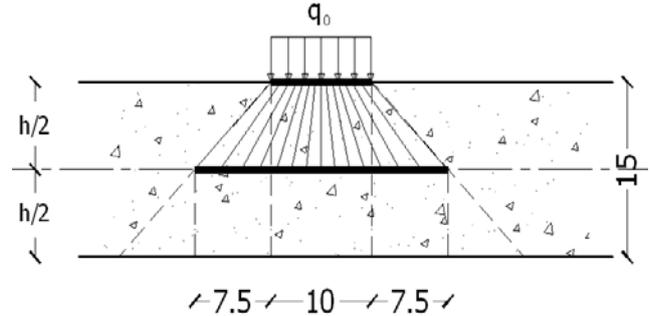
$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

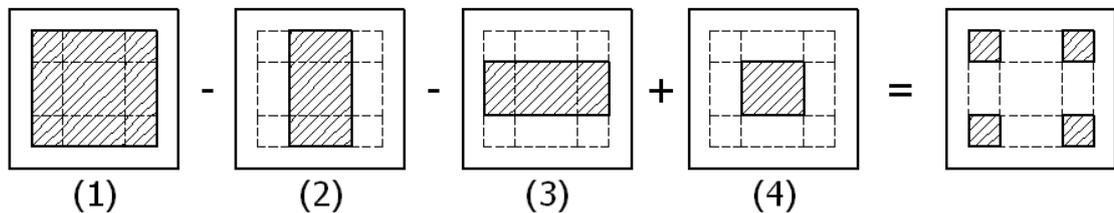
$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00 \text{ kg} > q_0 = 1588,99 \text{ kg}$$



Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



❖ Distances des rectangles :

- Le rectangle (1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 115 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Le rectangle (2):

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 65 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Le rectangle (3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 115 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

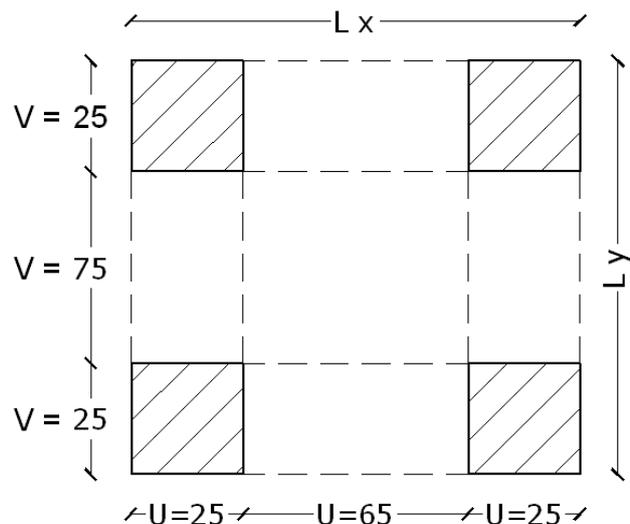


Figure (IV.14) : Evaluation des moments

- Le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 65\text{cm} \\ V = 75\text{cm} \end{cases}$$

Les moments suivant les deux directions :

A L'ELS:

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

Avec :

ν : coefficient de Poisson

A L'ELU: ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25)cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1588,99}{0,25 \cdot 0,25} = 25423,84 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=2,00 m ; Ly=2,20 m

Tableau(IV.12) : Calcul des moments isostatiques à l'ELU

Rect	U	V	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	115	125	0,58	0,57	0,202	0,071	1,44	25423,84	36546,77	3727,77	2594,82
2	65	125	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	25423,84	20656,87	2396,20	1797,15
3	115	75	0,63	0,34	0,090	0,082	0,94	25423,84	23834,85	2145,14	1954,46
4	65	75	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	25423,84	12394,12	1623,63	1388,14

❖ Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 810,07 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 231,36 \text{ Kg.m}$$

❖ Moments dues aux charges réparties (poids propre):- Chargement :

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

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

A L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$$

-Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,00}{2,20} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 119,70 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 93,77 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

❖ Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 810,07 + 119,70 = 929,77 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 231,36 + 93,77 = 325,06 \text{ kg.m/m}$$

- Moments retenus :

-En travée:

$$M_{tx} = 0,75.M_{0x} = \mathbf{697,32 \text{ kg.m/m}}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0y} = \mathbf{242,30 \text{ kg.m/m}}$$

-En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = \mathbf{462,88 \text{ kg.m/m}}$$

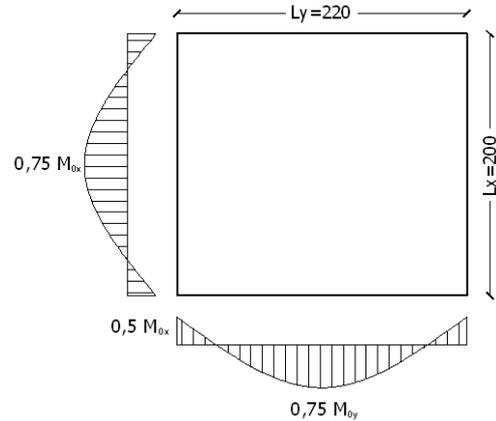


Figure (IV.15) : Répartition des moments sur la dalle

IV.4.3 Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Avec :

- ❖ Largeur de la poutre **b** = 100 cm.
- ❖ Hauteur de la section **h** = 15 cm
- ❖ Hauteur utile des aciers tendus **d** = 0,9h = 13,5 cm.
- ❖ Contrainte des aciers utilisés **fe** = 400 MPa ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte du béton à 28 jours **f_{c28}** = 25 MPa, **f_{bc}** = 14,17 MPa.
- ❖ Contrainte limite de traction du béton **ft₂₈** = 2,1MPa
- ❖ Fissuration peu préjudiciable

-En travée :

Sens L_x :

$$M_{tx} = 697,32 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{697,32 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{697,32 \times 10}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

-Sens Ly:

$$M_{tx} = 242,30 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{242,30 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{242,30 \times 10}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

-En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 462,88 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{462,88 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,991$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{462,88 \times 10}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

IV.4.3.1 Section minimale des armatures :

-Sens Ly :

$$12 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = \mathbf{1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_{a_y} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = \mathbf{1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

-Sens Lx:

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = \mathbf{1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_{a_x} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = \mathbf{1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

-Choix des aciers:

Le diamètre $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}.$$

-En travée:

-Sens Lx:

$$\left\{ \begin{array}{l} At_x = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

-Sens Ly:

$$\left\{ \begin{array}{l} At_y = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

-En appuis:

$$\left\{ \begin{array}{l} Aa = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

IV.4.32 Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

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

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} ; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

a) On calcule Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4,51 \text{ KN} \\ V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{3} = 4,38 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

b) On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_u = V_v = \frac{p_u}{3.u} = \frac{1588,99 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,18 \text{ KN}$$

Efforts tranchants total V_{tot} :

Sens Lx :

$$V_{tot} = V_x + V_v = 4,51 + 21,18 = \mathbf{25,69 \text{ KN}}$$

Sens Ly :

$$V_{tot} = V_y + V_u = 4,38 + 21,18 = \mathbf{25,56 \text{ KN}}$$

D'où:

$$V_{tot} = \max(V_{totx}, V_{toty}) = \max(25,69; 25,56) = \mathbf{25,69 \text{ KN}}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{25,69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,190 \text{ MPa.}$$

on doit vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{Mpa}) \times k$$

$$\text{avec : } k = \min\left(\frac{10 \cdot h_0}{3} ; 1\right) = \min(0,5 ; 1) \Rightarrow k = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = \min(3,25 ; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- le bétonnage ce fait sans reprise sur tout la hauteur

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.4 Les vérifications à L'E.L.S :

IV4.4.1 Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser}$$

Avec: $v = 0,2$

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

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; \quad P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3958,12 + 675) \cdot \frac{1}{4} = 1158,28 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1158,28}{(0,26)^2} = 17134,32 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 17134,32 \cdot S'$$

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

Tableau(IV.13) :Calcul des moments isostatiques à l'ELS

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P'ser (Kg/m ²)	Pser =P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	115	125	0,58	0,57	0,202	0,071	1,44	17134,32	24630,59	5325,13	2743,85
2	65	125	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	17134,32	13921,64	1857,15	1534,16
3	115	75	0,58	0,34	0,099	0,082	0,86	17134,32	14778,35	1705,42	1504,44
4	65	75	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	17134,32	8352,98	1281,35	1154,38

Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 580,85 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 367,02 \text{ kg.m/m}$$

b) Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; \quad h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \quad \text{donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \times 475 \times 2,00^2 = 100,32 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8502 \times 100,32 = 85,29 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 580,85 + 100,32 = \mathbf{681,17 \text{ kg.m/m}}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 367,02 + 85,29 = \mathbf{452,31 \text{ kg.m/m}}$$

❖ Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 510,88 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 339,23 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{ox} = 340,59 \text{ kg.m}$$

IV.4.5 Vérification des contraintes dans le béton :

❖ Suivant L_x :

-En travées :

$$M_{tx} = 5108,80 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} \quad ; A' = 0$$

-Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{3,13 \text{ cm}}$$

-Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

-La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{5108,80}{6087,13} \times 3,13 = 2,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

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

- En appuis :

$$M_{app} = 3405,90 \text{ N.m} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3405,90}{6087,13} \times 3,13 = 1,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

❖ **Suivant L_y :**

- En travée :

$$M_{t_y} = 3392,30 \text{ N.m} \quad ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

- Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

$$\text{On à : } A_s' = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

$$D'ou : 50y^2 + 30,15y - 407,03 = 0 \Rightarrow y = 2,57 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(2,57)^3}{3} + 15 \times 2,01(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3392,30}{4167,69} \times 2,57 = 2,09 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

IV.4.6 Disposition d'armatures:

IV.4.6.1 Longueur de scellement :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

IV.4.6.2 Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc ; } L_1 = 45 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; \frac{L_1}{2}) = \max (32 \text{ cm} ; 22,5 \text{ cm})$$

$$\text{Donc ; } L_2 = 35 \text{ cm.}$$

IV.4.6.3 Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de

$$\frac{L}{10} \text{ de la portée.}$$

$$\frac{L}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêté des barres et **25 cm**

IV.4.6.4 Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **4T10 /mL** avec $S_t= 25 \text{ cm}$

$A_a=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **4T10 /mL** avec $S_t= 25 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **4T8 /mL** avec $S_t= 25 \text{ cm}$

$A_a=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **4T10 /mL** avec $S_t= 25 \text{ cm}$

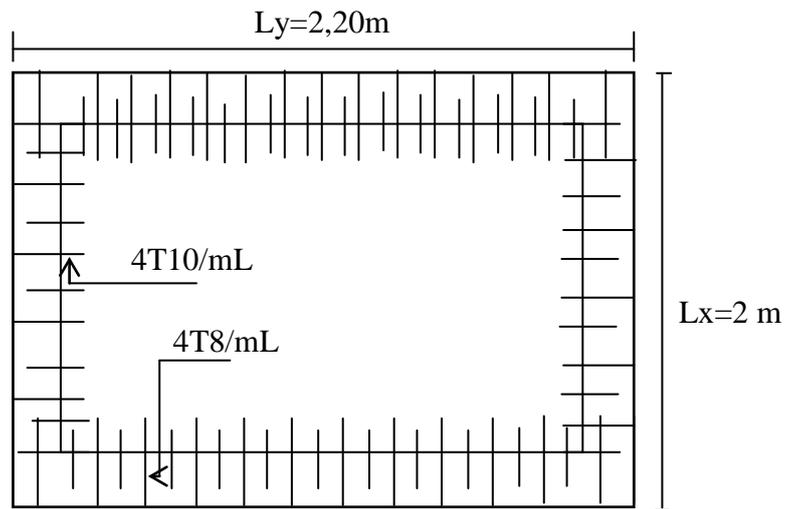


Figure (IV.16) : Ferrailage Supérieur du panneau de dalle d'ascenseur

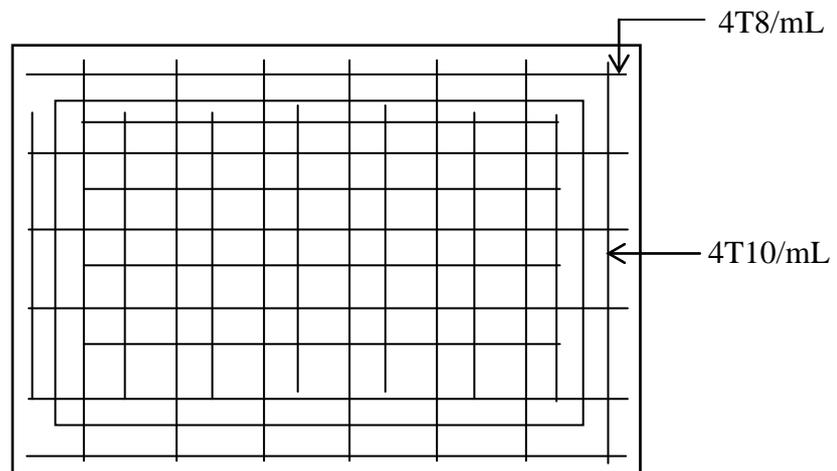


Figure (IV.17) : Ferrailage inférieure de panneau de dalle d'ascenseur

IV.4.6.5 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur **ep =20 cm**.

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

$$A_{\min} = 0,1\% b \cdot h_t = 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{\text{adopte}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espacement **S_t=20 cm**.

V.1 Généralités sur les séismes :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier. Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de boumerdes le 21 mai 2003.

V.2 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3.CALCULS SISMIQUES : c'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

- ❖ **Analyse statique équivalente** : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.
- ❖ **Analyse modale spectrale** : peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.1 Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **ETABS** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.3.1.1 Présentation du logiciel :

❖ ETABS :

Le programme ETABS est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session **ETABS**, adoptant (t.m)

Menu file /new model :

Coordinate system définition:

- **system name :** nom de système par défaut globale
- **Number of grid spaces:** il permet de spécifier les nombres d'espace –grille suivant les directions des axes globaux.
- **grid spacing :** espacement des grilles suivant les axes globaux

Draw /edit grid : sélectionner « x » puis « x location » insérer les distances cumulées en commençant par « 0 »

0 → add grid linexn et la même chose avec y et z

Define/ matériel :

Define materials: permet de définir le matériau utilisé

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

Modify/show matériel : pour saisir la différente propriété du béton

- masse par unité du volume
- poids par unité de volume
- module d'élasticité longitudinal
- coefficient de poisson
- coefficient dilatation thermique (pour un calcul à la température).
- module de cisaillement

Define/frame section : pour saisir des inerties des éléments de coffrage (poteaux, poutre...)

Modify/show section : pour définir une nouvelle section (rectangulaire, circulaire)

- matériel : exp. « CONC »
- dimension : - depths (t3) : la hauteur de la section
 - width (t2) : largeur de la section
- renforcement : -élément class : permet de définir le type d'élément (poteau : column, poutre : beam)
- configuration of reinforcement : permet de configurer la disposition des armatures (circulaire ou rectangulaire)
- rectangulaire reinforcement : permet de paramètre disposition des aciers (enrobage nombre des barres dans le sens 2 ; 3....)

Define/static load case : pour définir les cas des charge statique (G, P.....)

G : charge permanente ou morte → DEAD

P : surcharge d'exploitation ou vivante → LIVE

Assign /joint /restreint : pour définir le nombre de degré de liberté de nœud maître (translation suivant X, Y et en rotation suivant Z

Assign /joint /contraint : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

Assign/frame statique load /point and uniform:

Permet d'appliquer les charges réparties ou concentré sur élément frame sélectionné

Define /load combinaison : permet de définir la différente combinaison et les coefficients

Define response spectrum function : pour introduire les réponses spectrales de la courbe sismique

Cliquer sur Add fonction from File puis sur open file, aller au répertoire où se trouve le fichier de spectre.

Spécifier le nombre de points par ligne (normalement c'est 1) et sélectionner "périod and accélération valeur"

Cliquer sur Add new spectre

- La nom du cas de spectre EX et EY
- Angle d'excitation
- Modale combinaison CQC

- Dumping (amortissement)
- Direction des réponses du spectre (direction U1)

Chargement de la structure:

Sélectionner la poutre à charger; cliquer sur assign frame static loads et spécifier le nom du cas de chargement, type repartie ou concentré, et direction de la charge.

Analyse /set options : pour spécifier le nombre de valeurs propre à calculer

Analyse/ Run : (après vérification des différentes données définissant notre modèle).

V.3.1.2 Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(1 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

-Zone sismique IIa }
-Groupe d'usage 2 } $\Rightarrow (A = 0,15)$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique contreventés par des voiles R = 5 .

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

❖ Critères :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-redondance en plan.

3-régularité en élévation.

4-régularité en plan

5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20 .$$

V.4 Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$

V.4.1 Détermination des poids (W_t) de la structure :

Prenons comme exemple :

Le niveau 1 (RDC):

La surface du plancher : $S=404,02m^2$.

Poids de :

- Plancher $G \times S = 0,504 \times 404,02 = 203,63 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 46 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,5 \times 3,06 = 87,98 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 156,02 = 46,81 \text{ t}$.
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,30 \times 2,5 \times 94,2 = 21,20 \text{ t}$.
- les murs extérieurs $0,8G_m \times ht \sum L = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 95,24 = 67,15 \text{ t}$.
- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,2 \times 3,06 \times 2,5 \times 36,95 = 56,53 \text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 9,02 \text{ t}$.
- le balcon $G \times S = 0,527 \times 10,8 = 5,69 \text{ t}$.

G=498,01 t

La surcharge : $P=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$$P=0,15 \times (404,02) + 0,25 \times (9,02) + 0,35 \times (5,69) = \mathbf{64,85t}$$

Le poids $Wt=G+\beta P = 498,01 + 0,2 \times 64,85$

Wt=510,98t

Les niveaux (2,3) : S=404,02m²

- Plancher $G \times S = 0,504 \times 404,02 = 203,63 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 46 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,5 \times 3,06 = 87,98 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 156,02 = 46,81 \text{ t}$.
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,30 \times 2,5 \times 94,2 = 21,20 \text{ t}$.
- les murs extérieurs $0,8G_m \times ht \sum L = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 95,24 = 67,15 \text{ t}$.
- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,2 \times 3,06 \times 2,5 \times 36,95 = 56,53 \text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 9,02 \text{ t}$.
- le balcon $G \times S = 0,527 \times 21,6 = 11,38 \text{ t}$.

G=503,7t

La surcharge : $P=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$$P=0,15 \times (404,02) + 0,25 \times (9,02) + 0,35 \times (11,38) = 66,84t$$

Le poids $Wt=G+\beta P = 503,7 + 0,2 \times 66,84$

Wt=517,07t

Les niveaux (4,5,6) : S=404,02m²

- Plancher $G \times S = 0,504 \times 404,02 = 203,63 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 46 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,5 \times 3,06 = 71,26 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 156,02 = 46,81t.$
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,30 \times 2,5 \times 94,2 = 21,20t.$
- les murs extérieurs $0,8G_m \times ht \sum L = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 95,24 = 67,15 \text{ t.}$
- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,2 \times 3,06 \times 2,5 \times 36,95 = 56,53 \text{ t.}$
- les escaliers $p = G \times S = 9,02 \text{ t.}$
- le balcon $G \times S = 0,527 \times 21,6 = 11,38 \text{ t.}$

$$G=486,98$$

La surcharge : $P=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$$P=0,15 \times (404,02) + 0,25 \times (9,02) + 0,35 \times (11,38) = 66,84t$$

Le poids $Wt=G+\beta P = 486,98 + 0,2 \times 66,84$

Wt=500,35t

Les niveaux (7,8,9) : S=404,02m²

- Plancher $G \times S = 0,504 \times 404,02 = 203,63 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 46 \times 0,40 \times 0,40 \times 2,5 \times 3,06 = 56,30 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 156,02 = 46,81t.$
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,30 \times 2,5 \times 94,2 = 21,20t.$
- les murs extérieurs $0,8G_m \times ht \sum L = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 95,24 = 67,15 \text{ t.}$

- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,2 \times 3,06 \times 2,5 \times 36,95 = 56,53 \text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 9,02 \text{ t}$.
- le balcon $G \times S = 0,527 \times 21,6 = 11,38 \text{ t}$.

G=472,02

La surcharge : $P=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$P=0,15 \times (404,02) + 0,25 \times (9,02) + 0,35 \times (11,38) = 66,84 \text{ t}$

Le poids $W_t = G + \beta P = 472,02 + 0,2 \times 66,84$

W_t=485,39t

Le niveau 10 : S=439,50m²

- Plancher $G \times S = 0,504 \times 439,50 = 221,51 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 46 \times 0,40 \times 0,40 \times 2,5 \times 1,53 = 56,30 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 156,02 = 46,81 \text{ t}$.
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,30 \times 2,5 \times 94,2 = 21,20 \text{ t}$.
- les murs extérieurs $0,8 G_m \times ht \sum L = 0,8 \times 0,288 \times (3,06/2 \times 95,24) = 33,57 \text{ t}$.
- les murs voile..... $e_p \times h/2 \times \gamma_b \times \sum L = 0,20 \times 1,53 \times 2,5 \times 36,95 = 28,27 \text{ t}$.
- l'acrotère $G \times S \times \gamma_b \times \sum L = 0,068 \times 2,5 \times 109 = 18,53 \text{ t}$.

G=426,20t

La surcharge : $P=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$P=0,1 \times (439,50) = 43,95$

Le poids $W_t = G + \beta P = 426,20 + 0,2 \times 43,95$

W_t=435 t

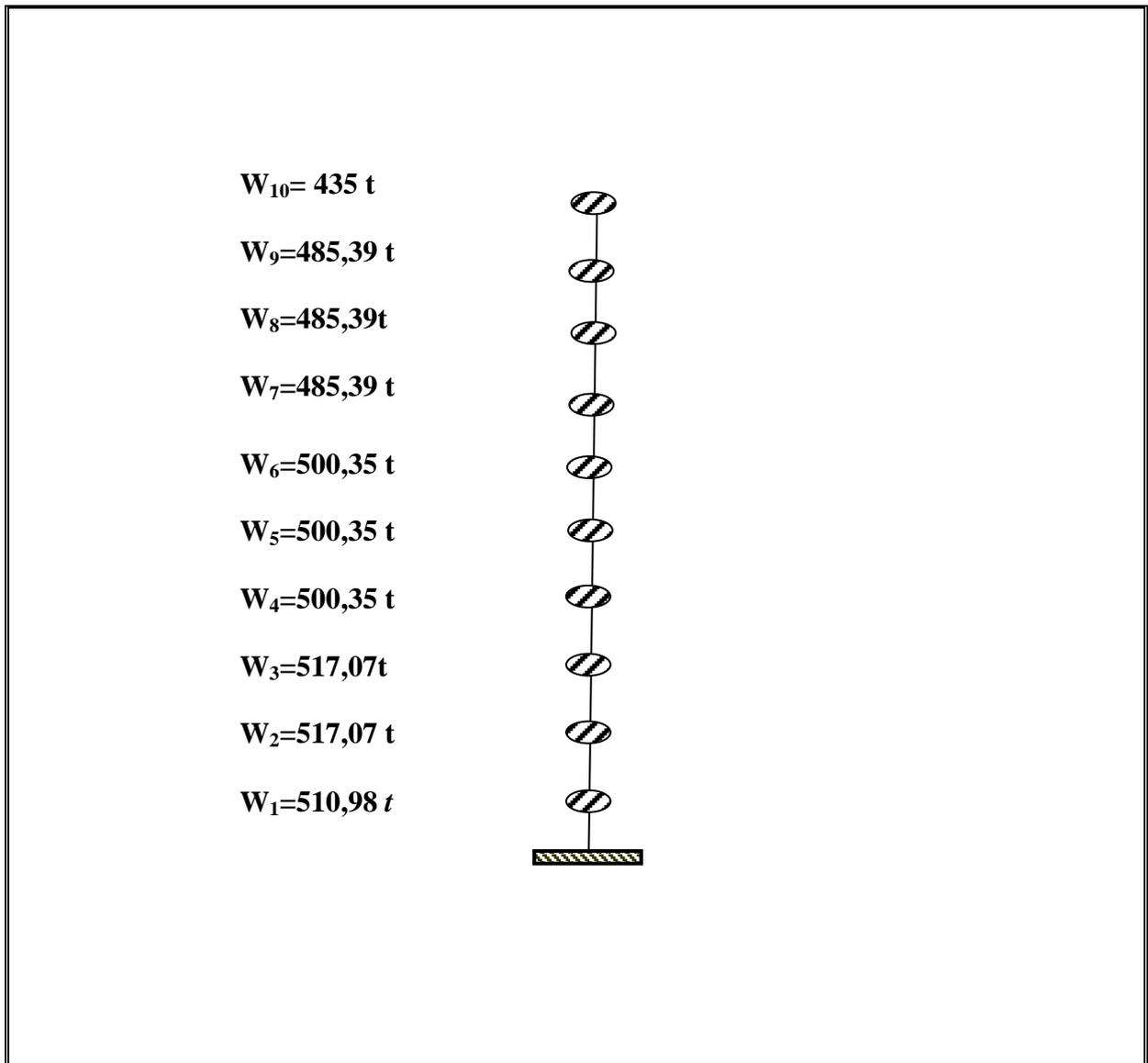


Figure (V.1) : Répartition des poids dans les différentes étages

V.4.2 Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-I ci-après).

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : inertie massique (t.m²)

M:masse sismique qui égale au rapport $\frac{W}{g}$

W, le poids de chaque niveau i.

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X.

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau(V.1) : Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

Im(t.m²)	masse sismi M(t)	Iyg(m4)	Ixg(m4)	Yg (m)	Xg(m)	0,05Lx (m)	yg (m)	xg (m)	Superficie	poids W (t)	Niveaux
6307,76	52,08	32672,07	16261,55	9,71	13,64	1,38	8,33	12,26	404,02	510,98	1 ^{er}
6384,07	52,71	32672,07	16261,55	9,71	13,64	1,38	8,33	12,26	404,02	517,07	2 ^{ème}
6384,07	52,71	32672,07	16261,55	9,71	13,64	1,38	8,33	12,25	404,02	517,07	3 ^{ème}
6176,96	51	32672,07	16261,55	9,71	13,64	1,38	8,33	12,26	404,02	500,35	4 ^{ème}
6176,96	51	32672,07	16261,55	9,72	13,64	1,38	8,34	12,26	404,02	500,35	5 ^{ème}
6176,96	51	32672,07	16261,55	9,72	13,64	1,38	8,34	12,26	404,02	500,35	6 ^{ème}
5992,86	49,48	32672,07	16261,55	9,72	13,64	1,38	8,34	12,26	404,02	485,39	7 ^{ème}
5992,86	49,48	32672,07	16261,55	9,73	13,63	1,38	8,35	12,25	404,02	485,39	8 ^{ème}
5992,86	49,48	32672,07	16261,55	9,72	13,64	1,38	8,34	12,26	404,02	485,39	9 ^{ème}
4936,78	44,34	32672,07	16261,55	9,70	13,64	1,38	8,33	12,26	439,50	435	10 ^{ème}

V.5 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

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 une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc $A = 0,15$

D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne 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 :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

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(4.2)du RPA 2003.

$\xi = 10 \%$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

T : 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 :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 32,34 \text{ m}$$

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.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 32,34^{3/4} = 0.678 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.725 \leq 3$$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.678}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.551$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1,2$

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.

$$R = 5$$

V.5.1 Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,551 \times 1,2 \times 4937,34}{5} = 275,68 \text{ t}$$

a) Sens longitudinal :

$$V_{dX} = 404,38 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 275,68 = 220,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

$$V_{dy} = 393,52 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 275,68 = 220,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- On doit vérifiée aussi que la période dynamique $\{T_{dyn}\}$ ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T"

V.5.2 Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0.7521 \text{ s}$$

$$T_{dyn} = 0,7521 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,678 = 0,8814 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau(V.2) : facteur de participation massique

Facteur de participation massique (%)					
Mode	Period	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,752105	0,0003	68,5926	0,0003	68,5926
2	0,721285	68,7293	0,0003	68,7296	68,5929
3	0,673249	0,5505	0	69,2801	68,5929
4	0,188374	0,0001	17,7636	69,2801	86,3565
5	0,18382	17,6712	0,0001	86,9513	86,3566
6	0,164556	0,31	0	87,2613	86,3566
7	0,08507	6,1712	0,0012	93,4325	86,3579
8	0,084143	0,0011	6,6869	93,4336	93,0447
9	0,074133	0,0984	0	93,532	93,0448
10	0,053216	2,8882	0	96,4202	93,0448
11	0,051071	0	3,2254	96,4202	96,2702
12	0,045743	0,0117	0,0001	96,4318	96,2702

a) **Sens transversal :**

$\Sigma\alpha_y = 96,27 \% > 90\%$ condition vérifiée.

b) **Sens longitudinal :**

$\Sigma\alpha_x = 96,34 \% > 90 \%$ condition vérifiée.

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 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R=5

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau (V.3) : Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens longitudinal

Sens longitudinal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$
terrasse	0,023	0,115	---
9	0,0204	0,102	0,0130
8	0,0182	0,091	0,0110
7	0,0135	0,0675	0,0235
6	0,011	0,055	0,0125
5	0,0086	0,043	0,0120
4	0,0062	0,031	0,0120
3	0,0041	0,0205	0,0150
2	0,0022	0,011	0,0095
1	0,0008	0,004	0,0070

Tableau (V.4) : Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens transversal

Sens transversal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$
Terrasse9	0,024	0,1200	---
9	0,0213	0,1065	0,0135
8	0,0184	0,0920	0,0145
7	0,0155	0,0775	0,0145
6	0,0126	0,0630	0,0145
5	0,0097	0,0485	0,0145
4	0,0069	0,0345	0,0140
3	0,0045	0,0225	0,0120
2	0,0023	0,0115	0,0110
1	0,0008	0,0040	0,0075

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas le 1,0% de la hauteur d'étage
 $1,0\% h_e=0,0306$; donc la condition est vérifiée

VI.1 présentation générale:

La présente étude consisté a fournir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties, le document technique réglementaire (DTR C2-47) intitulé "Règlement Neige et vent- (R.N.V.99)" [4] fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions.

On déterminera la pression dynamique du vent et les coefficients de pression nette l'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression dynamique répartie sur la hauteur.

VI.2 Les caractéristiques de la construction :

- . Située à zone I de vent
- . Le site: site plat $C_t(z)= 1$ (coefficient de rugosité)
- . La pression dynamique de référence $q_{réf}$ (N/m²) pour les constructions permanentes ; elle est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone de vent :

Tableau (VI.1) : Les zones de vent

Zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ est calculée par: ou ρ (en kg/m³) est $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$ la masse volumique de l'air égale à 1,20 kg/m³.

VI.3 La catégorie de terrain :

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T : facteur de terrain,
- Z_0 (en m) : paramètre de rugosité,
- Z_{min} (en m): hauteur minimale,
- ε : coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d .

Tableau (VI.2) :Catégorie de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ϵ
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

VI.4 Calcul de l'action du vent :

VI.1.1 principe de calcul:

- ❖ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- ❖ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction: Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- ❖ Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:

IV.4.1.1 Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:

Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit :

- ❖ **Détermine le coefficient dynamique C_d :**

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la fig.3.1

On à : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total =34,88 m
- la largeur b =19,35 m
- la largeur d =27,65m

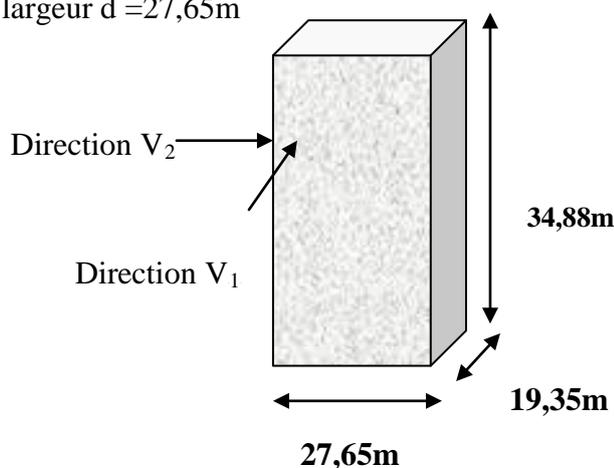


Figure (VI.1) : La répartition du vent selon les dimensions de la structure

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise l'abaque de la figure (VI.1) de La RNV99 pour déterminer le coefficient

On a : $h = 38,19 \text{ m}$ et $b = 31,6 \text{ m}$

Suivant la direction du vent V1 on a : $Cd1 = 0,94 < 1,2$

Suivant la direction du vent V2 on a : $Cd2 = 0,96 < 1,2$

❖ **Détermine la pression dynamique du vent q_{dyn} :**

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (\text{N/m}^2)$$

Avec:

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent, il tient compte des effets de la rugosité du terrain, De la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_e(z) = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

C_t : coeff. de topographie $C_t = 1$

C_r : coeff. de rugosité

K_T : facteur de terrain $K_T = 0,24$

(z) : (en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de topographie $C_{r(z)}$:

$$C_r = K_T \times \text{Ln} \frac{Z}{Z_0} \dots\dots\dots \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_T \times \text{Ln} \frac{Z_{\min}}{Z_0} \dots\dots\dots \text{pour } Z < Z_{\min}$$

$(Z_{\min} = 16 \text{ m}, Z_0 = 1 \text{ m})$

On résume les valeurs de la pression dynamique du vent :

Le tableau (VI.3) : Les valeurs de la pression dynamique du vent

Z(m)	Z _{min} (m)	C _t (z)	C _r (z)	C _e (z)	q _{réf}	q _{dyn} (N/m ²)
3,06	16	1,00	0,665	1,56	375	585
6,12	16	1,00	0,665	1,56	375	585
9,18	16	1,00	0,665	1,56	375	585
12,24	16	1,00	0,665	1,56	375	585
15,3	16	1,00	0,665	1,56	375	585
18,36	16	1,00	0,698	1,66	375	622,5
21,42	16	1,00	0,735	1,77	375	663,75
24,48	16	1,00	0,767	1,88	375	705
27,54	16	1,00	0,796	1,97	375	738,75
30,6	16	1,00	0,821	2,05	375	768,75
31,2	16	1,00	0,826	2,08	375	780

❖ **Coefficient de pression extérieure Cp_e et intérieure Cp_i :**

les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les constructions à base en forme rectangulaire comme dans notre cas est donné dans la figure :

Pour la pression intérieure Cp_i dans le cas des bâtiments pour les quels μ_p ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrême peuvent être utilisées :

$$C_{p_e} = 0,8 \text{ et } C_{p_i} = -0,5$$

VI.5 Calcul de la pression du au vent:(q_j)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \times (C_{p_e} - C_{p_i}) \quad [N/m^2]$$

Avec :

q_j : La pression du la vent .

C_d : Coefficient dynamique de la construction

q_{dyn} : La pression dynamique du vent

Z_j (en m) :La hauteur du centre de l'élément j

C_{p_e} : Coefficient de la pression extérieure

C_{p_i} : Coefficient de la pression intérieure

IV.5.1 Direction V_1 du vent :

On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, C, D) :

[$C_d = 0,94$, $C_{pi} = - 0,5$]

Tableau(VI.4) : Détermination de la pression q_j dans la direction V_1 du vent

Face	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	585	+0,9	-0,5	769,86
B	585	-1	-0,5	-274,95
C	585	-0,75	-0,5	-137,475
D	585	-0,6	-0,5	-54,99
A	622,5	+0,9	-0,5	819,21
B	622,5	-1	-0,5	-292,575
C	622,5	-0,75	-0,5	-146,2875
D	622,5	-0,6	-0,5	-58,515
A	663,75	+0,9	-0,5	873,495
B	663,75	-1	-0,5	-311,9625
C	663,75	-0,75	-0,5	-155,9812
D	663,75	-0,6	-0,5	-62,3925
A	705	+0,9	-0,5	927,78
B	705	-1	-0,5	-331,35
C	705	-0,75	-0,5	-165,675
D	705	-0,6	-0,5	-66,27
A	738,75	+0,9	-0,5	972,195
B	738,75	-1	-0,5	-347,2125
C	738,75	-0,75	-0,5	-173,6062
D	738,75	-0,6	-0,5	-69,4425
A	768,75	+0,9	-0,5	1011,675
B	768,75	-1	-0,5	-361,3125
C	768,75	-0,75	-0,5	-180,6562
D	768,75	-0,6	-0,5	-72,2625
A	780	+0,9	-0,5	1026,48
B	780	-1	-0,5	-366,6
C	780	-0,75	-0,5	-183,3
D	780	-0,6	-0,5	-73,32

IV.5.2 Direction V₂ du vent: [Cd= 0,96, Cpi= - 0,5]Tableau (VI .5) : Détermination de la pression q_j dans la direction V₂ du vent

Face	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
A	585	+0,8	-0,5	730,08
B	585	-1	-0,5	-280,80
C	585	-0,75	-0,5	-140,40
D	585	-0,6	-0,5	-56,16
A	630	+0,8	-0,5	786,24
B	630	-1	-0,5	-302,4
C	630	-0,75	-0,5	-151,2
D	630	-0,6	-0,5	-60,48
A	675	+0,8	-0,5	842,40
B	675	-1	-0,5	-324
C	675	-0,75	-0,5	-162
D	675	-0,6	-0,5	-64,80
A	709	+0,8	-0,5	884,83
B	709	-1	-0,5	-340,32
C	709	-0,75	-0,5	-170,16
D	709	-0,6	-0,5	-68,064
A	741	+0,8	-0,5	924,78
B	741	-1	-0,5	-335,68
C	741	-0,75	-0,5	-177,84
D	741	-0,6	-0,5	-71,14
A	776	+0,8	-0,5	968,45
B	776	-1	-0,5	-372,48
C	776	-0,75	-0,5	-186,24
D	776	-0,6	-0,5	-74,49
A	803	+0,8	-0,5	1002,14
B	803	-1	-0,5	-385,44
C	803	-0,75	-0,5	-192,72
D	803	-0,6	-0,5	-77,08

IV.5.3 Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (**R**) se décompose en deux forces:

- une force globale horizontale **F_w** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- une force de soulèvement **F_u** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors **F_u = 0** est sera donc:

$$\mathbf{R} = \mathbf{F}_w = \sum \mathbf{F}_{wi} = \sum (\mathbf{q}_j \cdot \mathbf{S}_j) \quad [\text{en N}]$$

Avec:

Σ : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : en (N/m²) la pression du vent.

S_j : en (m²) air de l'élément de surface j .

Donc on détermine la force horizontale (**F_w**) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A et D) à chaque niveau :

$$F_w = q_j \cdot S_j$$

Tableau (VI.6) : Détermination de la force horizontale globale suivant la direction V₁

Face	A			D			F _{wi} = Σ F _{wA} + F _{wD} [KN]
	S _j = b.h (m ²)	q _j (N/m ²)	F _{wA}	S _j = b.h (m ²)	q _j (N/m ²)	F _{wD}	
RDC	34,88.3,06 = 106,73	769,86	82,17	19,35.3,06 = 59,21	-54,99	-3,26	78,91
1	106,73	769,86	82,17	59,21	-54,99	-3,26	78,91
2	106,73	769,86	82,17	59,21	-54,99	-3,26	78,91
3	106,73	769,86	82,17	59,21	-54,99	-3,26	78,91
4	106,73	769,86	82,17	59,21	-54,99	-3,26	78,91
5	106,73	819,21	87,43	59,21	-58,51	-3,46	83,97
6	106,73	873,49	93,23	59,21	-62,39	-3,69	89,54
7	106,73	927,78	99,02	59,21	-66,27	-3,92	95,1
8	106,73	972,19	103,76	59,21	-69,44	-4,11	99,65
9	106,73	1011,67	107,98	59,21	-72,26	-4,28	103,7
Terrasse	34,88.0,6 = 20,93	1026,48	21,484	19,35.0,6 = 11,61	-73,32	-0,85	20,63
							F_{w total} = 887,14

La force horizontale globale suivant la direction V₁ du vent est: F_w = 887,14 KN

Tableau (VI.7) :Détermination de la force horizontale globale suivant la direction V_2

Face	A			D			$F_{w_i} = \sum F_{w_A} + F_{w_D}$
Niveau	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	F_{w_A}	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	F_{w_D}	F_{w_i} [KN]
RDC	34,88.3,06= 106,73	730,08	77,92	27,65.3,06= 84,61	-56,16	-4,75	73,17
1	106,73	730,08	77,92	84,61	-56,16	-4,75	73,17
2	106,73	730,08	77,92	84,61	-56,16	-4,75	73,17
3	106,73	730,08	77,92	84,61	-56,16	-4,75	73,17
4	106,73	730,08	77,92	84,61	-56,16	-4,75	73,17
5	106,73	786,24	83,90	84,61	-60,48	-5,12	78,80
6	106,73	842,40	89,91	84,61	-64,80	-5,48	84,43
7	106,73	884,83	94,44	84,61	-68,06	-5,76	88,68
8	106,73	924,78	98,70	84,61	-71,14	-6,02	92,68
9	106,73	968,45	103,36	84,61	-74,49	-6,30	97,06
Terrasse	34,88.0,6= 20,93	1002,14	20,97	27,65.0,6=1 9,59	-77,08	-1,28	19,69
							$F_{w_{total}}$ =827,19

La force horizontale globale suivant la direction V_2 du vent est: $F_w = 827,19$ KN.

Par comparaisant entre les forces horizontales dues au séisme et celle du au vent, on remarque que les efforts sismiques sont très importants que les efforts du au vent ,Donc on prend-en considération dans le calcul les efforts sismiques.

VII.1 Ferrailage des portiques:

VI.1.1 Ferrailage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, 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^{eme} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

❖ Si $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

❖ Si $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15$ 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 accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Pour une situation courante : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003) [1] on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)
 $A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau(VII.1) : Moments max des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (t.m)	T max (t)	As(cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
09 ^{eme}	Appuis	2,51	5,50	2,19	5,50	8,60	3,98
	Travées	3,83	8,39	2,19	8,39		6,23
08 ^{eme} a 06 ^{eme}	Appuis	4,61	8,89	1,93	8,89	13,09	6,63
	Travées	4,51	12,20	2,71	12,20		9,38
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	4,76	9,25	1,94	9,25	13,74	6,92
	Travées	4,22	12,62	3,00	12,62		9,74
02 ^{eme} a RDC	Appuis	4,72	8,39	1,78	8,39	12,67	6,23
	Travées	4,08	10,95	2,68	10,95		8,32

Tableau (VII.2) : Moments max des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (t.m)	T max (t)	As(cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
09 ^{eme}	Appuis	7,41	9,56	1,29	9,56	10,97	7,17
	Travées	7,40	11,86	1,60	11,86		9,09
08 ^{eme} et 06 ^{eme}	Appuis	7,59	11,62	1,53	11,62	16,17	8,88
	Travées	9,16	14,75	1,61	14,75		11,64
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	6,65	12,18	1,83	12,18	7,34	9,36
	Travées	7,95	14,74	1,85	14,74		11,63
02 ^{eme} a RDC	Appuis	6,40	10,45	1,63	10,45	16,02	7,90
	Travées	6,45	11,51	1,78	11,51		8,79

Tableau (VII.3) : Moments max des chaînages de rive

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (t.m)	T max (t)	As(cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
09 ^{eme}	Appuis	2,01	3,14	1,56	3,14	3,07	3,03
	Travées	2,01	3,14	1,56	3,14		3,03
08 ^{eme} et 06 ^{eme}	Appuis	3,03	4,35	1,44	4,35	4,81	4,28
	Travées	3,03	4,35	1,44	4,35		4,28
04 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	2,69	4,33	1,61	4,33	4,84	4,26
	Travées	2,69	4,33	1,61	4,33		4,26
02 ^{eme} a RDC	Appuis	2,06	3,50	1,70	3,50	4,26	3,40
	Travées	2,06	3,50	1,70	3,50		3,40

Tableau (VII.4) : Moments max des chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (t.m)	T max (t)	As(cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
09 ^{eme}	Appuis	2,56	5,12	2,00	5,12	8,88	5,10
	Travées	3,85	6,17	1,60	6,17		6,25
08 ^{eme} et 06 ^{eme}	Appuis	3,53	6,34	1,80	6,34	13,72	6,44
	Travées	4,78	8,69	1,82	8,69		9,21
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	2,93	6,23	2,13	6,23	14,26	6,23
	Travées	3,73	8,87	2,38	8,87		9,44
02 ^{eme} a RDC	Appuis	1,88	5,12	2,72	5,12	12,42	5,10
	Travées	2,10	7,52	3,58	7,52		7,80

VII.1.1 Exemple de calcul (Poutre 9^{ème} étage) :

a) Poutres principales intermédiaires (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = \mathbf{6,00\text{cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = \mathbf{48\text{cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\%(bxh) = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = \mathbf{72\text{cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 7,40 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 11,86 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,60 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- ❖ Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- ❖ Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- ❖ Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h_t = 36 \text{ cm}$
- ❖ Fissuration non préjudiciable
- ❖ $F_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$
- ❖ $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{11,86 \cdot 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,016 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,86 \times 10^3}{0,992 \times 36 \times 400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 7,41 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 9,56 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,29 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9,56 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,013 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,993$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,56 \times 10^3}{0,993 \times 36 \times 400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

b) Chaînages intermédiaires (30x30) cm² :**Armature longitudinale :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = \mathbf{36 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 3,85 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 6,17 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,4 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- ❖ Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- ❖ Hauteur de la section $h_t = 30\text{cm}$.
- ❖ Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 27\text{cm}$
- ❖ Fissuration non préjudiciable
- ❖ $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- ❖ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6,17.10^3}{30 \times (27)^2 \times 14,17} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,17.10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 2,56 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 5,12 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 2 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5,12 \times 10^3}{30 \times (27) \times 18,48} = 0,012 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,12.10^3}{0,994 \times 27 \times 400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

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 ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau (VII.5) : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	AS(calculé)	AS(min)	Choix	As(cm ²)
09 ^{eme}	Appuis	5,50	3,98	6	3T14	4,62
	Travées	8,39	6,23		3T12 fil + 3T12 renf	6,78
08 ^{eme} a 06 ^{eme}	Appuis	8,89	6,63	6	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	12,20	9,38		3T14 fil + 3T16 renf	10,65
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	9,25	6,92	6	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	12,62	9,74		3T14 fil + 3T16 renf	10,65
02 ^{eme} a RDC	Appuis	8,39	6,23	6	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	10,95	8,32		3T14 fil + 3T14 renf	9,24

Tableau (VII.6) : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As(cm ²)
09 ^{eme}	Appuis	9,56	7,17	6	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	11,86	9,09		3T14 fil + 3T14 renf	9,24
08 ^{eme} a 06 ^{eme}	Appuis	11,62	8,88	6	3T16 fil + 3T12chapeau	9,42
	Travées	14,75	11,64		3T16 fil + 3T16renf	12,06
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	12,18	9,36	6	3T16fil + 3T12chapeau	9,42
	Travées	14,74	11,63		3T16 fil + 3T16 renf	12,06
02 ^{eme} a RDC	Appuis	10,45	7,90	6	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	11,51	8,79		3T14 fil + 3T14renf	9,24

Tableau (VII.7) : Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As(cm ²)
09 ^{eme}	Appuis	3,14	3,03	4,50	3T12	3,39
	Travées	3,14	3,03		3T12	3,39
08 ^{eme} a 06 ^{eme}	Appuis	4,35	4,28	4,50	3T14	4,62
	Travées	4,35	4,28		3T14	4,62
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	4,33	4,26	4,50	3T14	4,62
	Travées	4,33	4,26		3T14	4,62
02 ^{eme} a RDC	Appuis	3,50	3,40	4,50	3T14	4,62
	Travées	3,50	3,40		3T14	4,62

Tableau (VII.8) : Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	AS(calculé)	AS(min)	Choix	AS(cm ²)
09 ^{eme}	Appuis	5,12	5,10	4,50	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	6,17	6,25		3T14 fil + 2T12renf	6,88
08 ^{eme} a 06 ^{eme}	Appuis	6,34	6,44	4,50	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	8,69	9,21		3T14 fil + 3T16 renf	10,65
05 ^{eme} a 03 ^{eme}	Appuis	6,23	6,32	4,50	3T14 fil + 2T12chapeau	6,88
	Travées	8,87	9,44		3T14 fil + 3T16 renf	10,65
02 ^{eme} a RDC	Appuis	5,12	5,10	4,50	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	7,52	7,80		3T14 fil + 3T12 renf	8,01

VI.1.2 Vérifications:

VII.1.2.1 Poutres principales (30x40) cm² :

a)Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A_{min}.....condition vérifiée

b)Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{17,34 \times 10}{(30 \times 36)} = 0,16 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$condition vérifiée

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VII. 1.2.2 Calcul les armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

b) Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{4}$$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

c) Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \times \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin\alpha + \cos\alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\left(\frac{At}{s_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,16 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = -0,076 \text{ cm.}$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,08 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,42 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,051 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$D'o\grave{u} \quad A_t \geq 0,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_s}$$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{(2 \times 2,84)} = 49,38 \text{ cm} .$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

f) Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm}.$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,36 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,31 \text{ cm}$$

g) La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

h) Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 6,67 \text{ t.m}$$

$$A_u = 5,71 \text{ cm}^2$$

i) Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2-n.A(d-y)} = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 - 85,65y + 3083,4 = 0 \Rightarrow y = 2,86 \text{ cm}$$

j) Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3+n.A(d-y)^2} = 94299,87 \text{ cm}^4$$

k) Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{6,67 \cdot 10^4}{94299,87} \times 2,86 = 2,02 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 2,02 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

l) Vérification de la flèche :

$$M_{\text{tsmax}} = 6,67 \text{ t.m} \quad , \quad M_0 = (G+Q) l^2/8 = 11,65 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 5,71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \Rightarrow 0,0879 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0879 > 0,0572 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow 0,0053 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivant

Tableau (VII.9) : Ferrailage des poutres principales de rive (30X40)

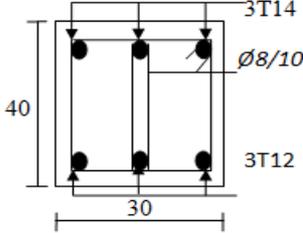
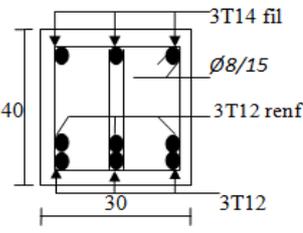
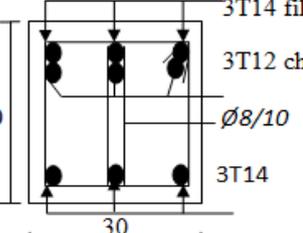
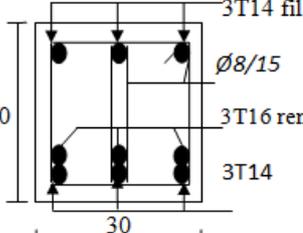
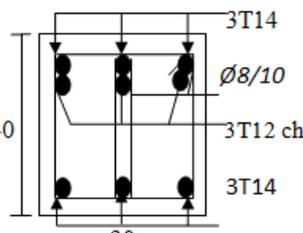
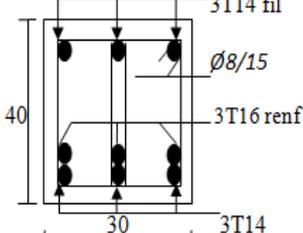
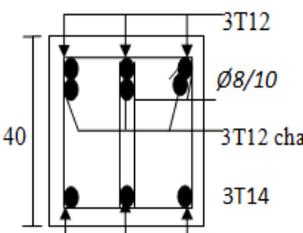
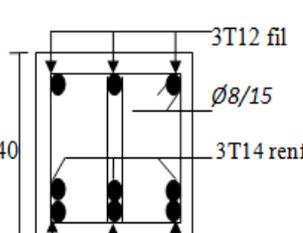
Niveaux	En Appuis	En Travées
09 ^{eme} étage		
08 ^{eme} étage et 06 ^{eme} étage		
05 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage		
02 ^{er} étage et RDC		

Tableau (VII.10) : Ferrailage des poutres principales intermédiaires (30X40)

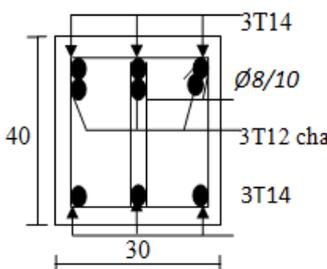
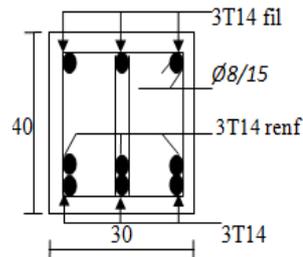
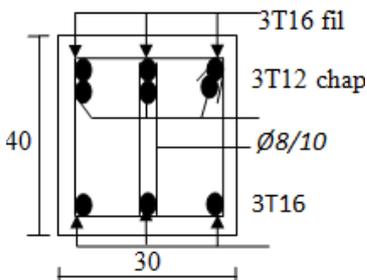
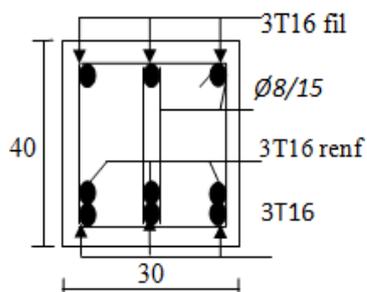
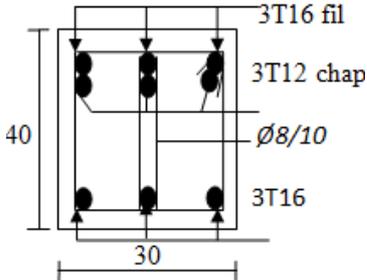
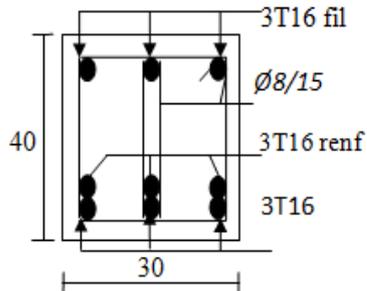
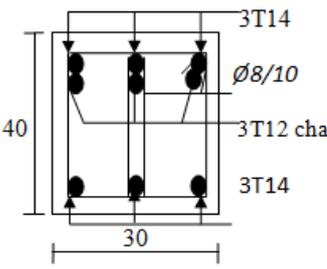
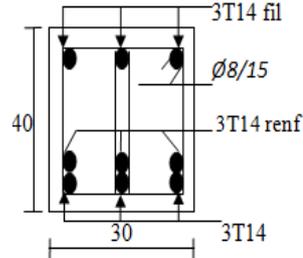
Niveaux	En Appuis	En Travées
<p>09^{eme} étage</p>		
<p>08^{eme} étage et 06^{eme} étage</p>		
<p>05^{eme} étage a 03^{eme} étage</p>		
<p>02^{er} étage et RDC</p>		

Tableau (VII.11). :Ferrailage des chaînages de rive (30X30)

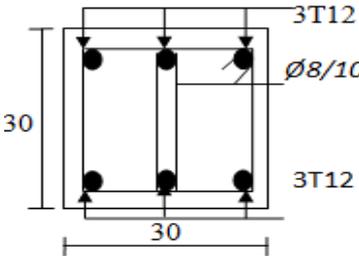
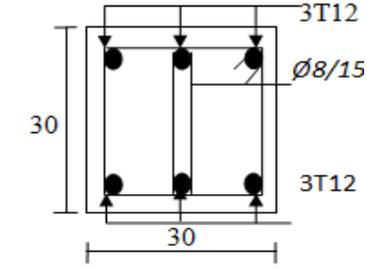
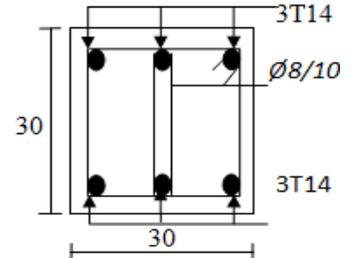
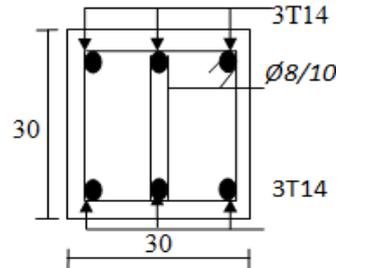
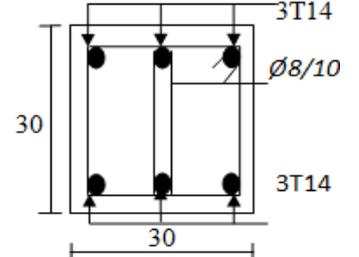
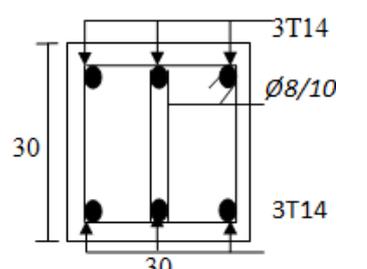
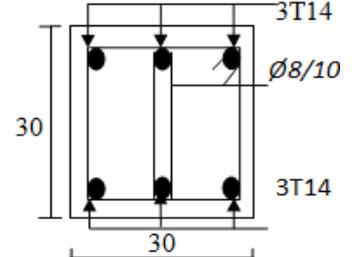
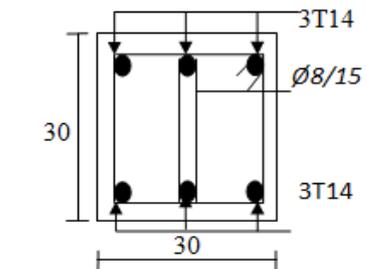
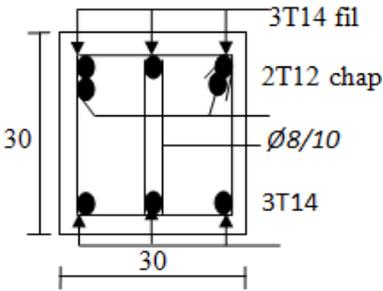
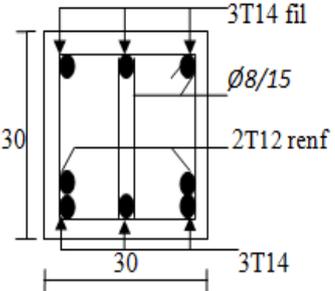
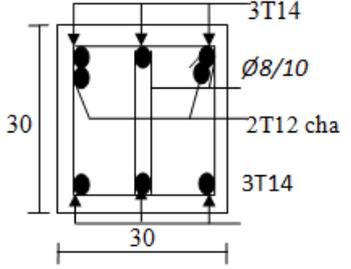
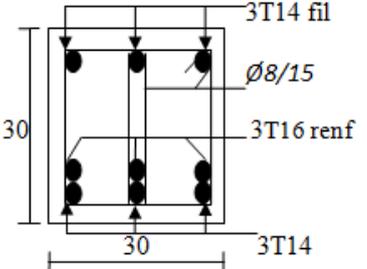
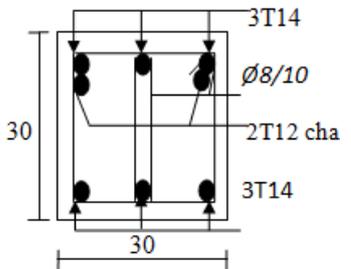
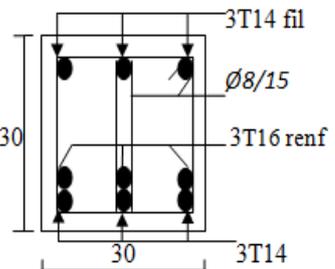
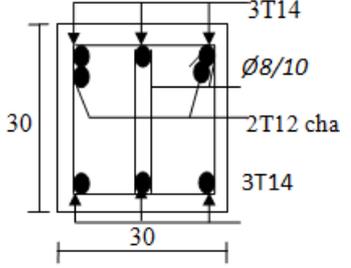
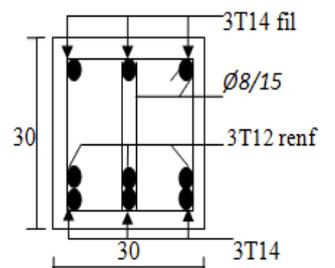
Niveaux	En Appuis	En Travées
09 ^{eme} étage		
08 ^{eme} étage et 06 ^{eme} étage		
05 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage		
02 ^{er} étage et RDC		

Tableau (VII.12) : Ferrailage des chaînages intermédiaires (30X30)

Niveaux	En Appuis	En Travées
09 ^{eme} étage		
08 ^{eme} étage et 06 ^{eme} étage		
05 ^{eme} étage a 03 ^{eme} étage		
02 ^{er} étage et RDC		

VII.2.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

a) Méthode de calcul :

En générale les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum entre les 6 sections des trois combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 1^{\text{er}} \text{ genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\
 & \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\
 & \quad [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2^{\text{eme}} \text{ genre : } 0,8G \pm E &\Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\
 G+Q \pm E & \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\
 & \quad [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6
 \end{aligned}$$

dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa}$$

b) Ferrailage exigé par R.P.A99(vertion 2003)[1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
 - Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone II)
 - Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
 - Le diamètre minimum est de 12 mm
 - La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone II)
 - La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

Tableau(VII.13) : Les sections min et max imposées par le RPA 99 V 2003

Famille de poteaux	Amin=0,8 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6%bht
1 ^{ere} famille(50X50)cm ²	20	100	150
2 ^{eme} famille(45X45)cm ²	16,20	81	121,5
3 ^{eme} famille(40X40)cm	12,80	64	96

Tableau (VII.14) : Les sollicitations défavorables de chaque niveau

Poteaux	1 ^{er} genre		2eme genre	
7 ^{eme} ...9 ^{eme} (40x40)cm ²	N _{max} =61,82t	M ₂₋₂ = 0,679 t.m	N _{max} =51,68 t	M ₂₋₂ =5,417.m
		M ₃₋₃ = 3,519 t.m		M ₃₋₃ =0,465t.m
	N _{min} =3,7t	M ₂₋₂ =0,78t.m	N _{min} =0,68 t	M ₂₋₂ =1,573t.m
		M ₃₋₃ =0,57 t.m		M ₃₋₃ =7,915t.m
M _{2-2max} =3,71t.m	N _{corresp} =11,11t	M _{2-2max} =7,404t.m	N _{corresp} =6,34t	
M _{3-3max} =6,648.m	N _{corresp} =16,28t	M _{3-3max} =9,606t.m	N _{corresp} =8,89t	
4 ^{eme} ...6 ^{eme} (45x45)cm ²	N _{max} =137,18t	M ₂₋₂ = 0,179t.m	N _{max} =123,9t	M ₂₋₂ =5,833t.m
		M ₃₋₃ = 3,854t.m		M ₃₋₃ =0,113t.m
	N _{min} =24,24 t	M ₂₋₂ =1,194t.m	N _{min} =3,53t	M ₂₋₂ =1,139t.m
		M ₃₋₃ =1,57t.m		M ₃₋₃ =7,182t.m
M _{2-2max} =3,709t.m	N _{corresp} =57,05t	M _{2-2max} =7,815t.m	N _{corresp} =54,31t	
M _{3-3max} =6,058t.m	N _{corresp} =84,92t	M _{3-3max} =11,35t.m	N _{corresp} =42,31t	
RDC...3 ^{eme} (50x50)cm ²	N _{max} 258,72t	M ₂₋₂ = 0,478t.m	N _{max} =238,58 t	M ₂₋₂ =4,064t.m
		M ₃₋₃ =1,739 t.m		M ₃₋₃ =5,,365t.m
	N _{min} =45,93t	M ₂₋₂ =0,925t.m	N _{min} =9,2t	M ₂₋₂ =4,598t.m
		M ₃₋₃ =0,459 t.m		M ₃₋₃ =2,275t.m
M _{2-2max} =3,961t.m	N _{corresp} =95,82t	M _{2-2max} =7,779t.m	N _{corresp} =98,37t	
M _{3-3max} =5,746t.m	N _{corresp} =157,69t	M _{3-3max} =11,28t.m	N _{corresp} =86,94t	

V.2.2 Exemple de calcul :

- ❖ Dimension du poteau (50X50) cm²
- ❖ Enrobage c = 2,5 cm
- ❖ Hauteur utile d = 47,5cm
- ❖ Contrainte d'acier f_e = 400 MPa
- ❖ Contrainte du béton à 28 jours f_{c 28} = 25 MPa
- ❖ Contrainte limite de traction de béton f_{t 28} = 2,1 MPa
- ❖ Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre

$$\begin{aligned}
 \text{a) } N_{\max} &= 258,72 \text{ t} & \left\{ \begin{array}{l} M_{2-2} = 0,478 \text{ t.m} \\ M_{3-3} = 1,739 \text{ t.m} \end{array} \right. \\
 \text{b) } N_{\min} &= 45,93 \text{ t} & \left\{ \begin{array}{l} M_{2-2} = 0,925 \text{ t.m} \\ M_{3-3} = 0,459 \text{ t.m} \end{array} \right. \\
 \text{c) } & \left\{ \begin{array}{l} M_{2-2\max} = 3,961 \text{ t.m} \\ M_{3-3\max} = 5,746 \text{ t.m} \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{corresp}} = 95,82 \text{ t} \\ N_{\text{corresp}} = 157,69 \text{ t} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Combinaison de 2^{eme} genre

$$\begin{aligned}
 \text{a) } N_{\max} &= 238,58 \text{ t} & \left\{ \begin{array}{l} M_{2-2} = 4,064 \text{ t.m} \\ M_{3-3} = 5,365 \text{ t.m} \end{array} \right. \\
 \text{b) } N_{\min} &= 9,2 \text{ t} & \left\{ \begin{array}{l} M_{2-2} = 1,559 \text{ t.m} \\ M_{3-3} = 4,70 \text{ t.m} \end{array} \right. \\
 \text{c) } & \left\{ \begin{array}{l} M_{2-2\max} = 7,799 \text{ t.m} \\ M_{3-3\max} = 11,28 \text{ t.m} \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{corresp}} = 98,37 \text{ t} \\ N_{\text{corresp}} = 86,94 \text{ t} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

❖ Combinaison de 1^{er} genre :

$$\text{a) } N_{\max} = 258,72 \text{ t} \qquad M_{\text{cor}} = 0,478 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,478}{258,72} = 0,0018 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 258,72 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,0018 \right) = 58,68 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \\
 & \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 258,72 \text{ t} < 286,94 \text{ t} \\ M_u \leq 258,72 \times 0,475 \left(1 - 0,514 \frac{258,72 \times 10^4}{500 \times 475 \times 14,17} \right) \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} N_u = 258,72 \text{ t} < 286,94 \text{ t} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 58,68 \text{ t.m} < 74,33 \text{ t.m} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

b) $N_{\min} = 45,93 \text{ t.}$ $M_{\text{cor}} = 0,925 \text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,925}{45,93} = 0,020 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 45,93 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,020 \right) = 11,25 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 45,93 \text{ t} < 286,94 \text{ t} \\ M_u \leq 45,93 \times 0,475 \left(1 - 0,514 \frac{45,93 \times 10^4}{500 \times 475 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 45,93 \text{ t} < 286,94 \text{ t} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 11,25 \text{ t.m} < 20,29 \text{ t.m} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

c) $M_{\max} = 3,961 \text{ t.m}$ $N_{\text{or}} = 95,82 \text{ t}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,961}{95,82} = 0,041 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 95,82 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,041 \right) = 25,49 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 95,82 < 286,94 \text{ t} \\ M_u \leq 95,82 \times 0,475 \left(1 - 0,514 \frac{95,82 \times 10^4}{500 \times 475 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 95,82 \text{ t} < 286,94 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 25,49 \text{ t.m} < 38,85 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

❖ **Combinaison de 2^{eme} genre :**

a) $N_{\max} = 238,58 \text{ t}$ $M_{\text{cor}} = 4,064 \text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,064}{238,58} = 0,017 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 238,58 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,017 \right) = 57,74 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 238,58 < 374,22 \text{ t} \\ M_u \leq 238,58 \times 0,475 \left(1 - 0,514 \frac{238,58 \times 10^4}{500 \times 475 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 238,58 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 57,74 \text{ t.m} < 81,66 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

b) $N_{\min} = 9,2 \text{ t}$ $M_{\text{cor}} = 0,164 \text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,164}{9,2} = 0,017 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 9,2 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,017 \right) = 2,23 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 9,2 < 374,22t \\ M_u \leq 9,2 \times 0,475 \left(1 - 0,514 \frac{9,2 \times 10^4}{500 \times 475 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 9,2t < 374,22 t \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 2,23 t.m < 4,32 t.m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A_5' = 0$).

c) $M_{max} = 7,799 \text{ t.m}$ $N_{or} = 98,37 \text{ t}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,799}{98,37} = 0,079 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 98,37 \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,079 \right) = 29,90 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondant

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 98,37t < 374,22t \\ M_u \leq 98,37 \times 0,475 \left(1 - 0,514 \frac{98,37 \times 10^4}{500 \times 475 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 98,37 t < 374,22 t \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 29,90t.m < 41,34 t.m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

Section adoptée :

$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

$A_{adoptée} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{minRPA})$

$$A_{adoptée} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 20)$$

$$A_{adoptée} = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte 12T16 = 24,13 cm²

Tableau (VII.15) : Récapitulatif du calcul de ferrailage

Poteaux	Plan		1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A calculé	A _{min} cm ²	A _{adopté} cm ²
			(a)	(b)	(c)	(a)	(b)	(c)			
7 ^{eme} ... 9 ^{eme} (40x40)cm ²	(2-2)	A	0	0,04	1,37	0	1,01	0	1,37	12,8	12T12 Soit 13,57
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	0	3,10	0	5,62	0	5,62		
		A'	0	0	0	0	0	0			
4 ^{eme} ... 6 ^{eme} (45x45)cm ²	(2-2)	A	0	0	0	0	0,22	0	0,22	16,2	12T14 Soit 18,47
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	0	0	0	4,04	1,92	4,04		
		A'	0	0	0	0	0	0			
RDC...3 ^{eme} (50x50)cm ²	(2-2)	A	0	0	0	0	0	0	0	20	4T16+ 8T14 Soit 20,36
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	0	0	0	1,34	0	1,34		
		A'	0	0	0	0	0	0			

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 7,48t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{7,48 \times 100}{50 \times 47,5} = 0,32 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau_u} = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VII.2.2.1 Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3}$$

$$\Phi_t = \frac{20}{3}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

b) Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

c) Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \cdot L_0}{b} = \frac{0,7 \cdot 3,06}{0,5} = 4,28$$

$$\lambda_g = 3,5 < 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 7,48 \times 10}{50 \times 235} = 0,24 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 4,28 < 5 : \Rightarrow 0,55 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 50 = 2,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 50 = 4,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{S_t \times b}{f_e} \quad \text{avec: Rond lisse } f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 15 \times 50}{235} = 1,28 \text{ cm}^2 < 4,12 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm}\right) = \text{Max}\left(\frac{306}{6} ; 50 ; 50 ; 60\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

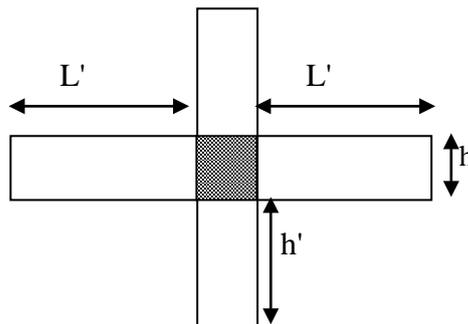
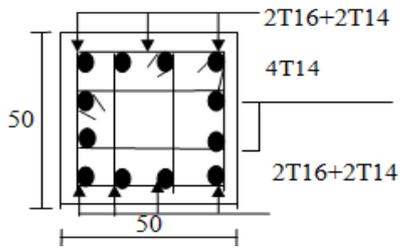
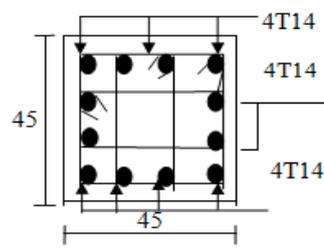


Figure (VII.1) : La zone nodale

(RDC...3^{ème} étage)
(50x50)



(4^{ème} ...6^{ème} étage)
(45x45)



(7^{ème} ...9^{ème} étage)
(40x40)

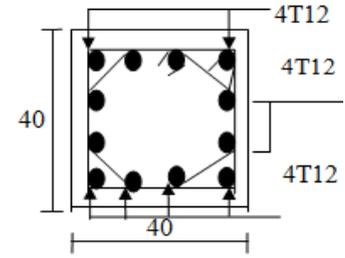


Figure (VII.1) : Ferrailages des poteaux

VIII.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

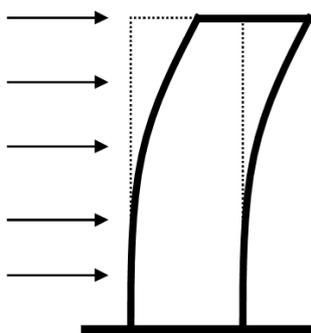
Les voiles assurant :

- ❖ D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- ❖ D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale. Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.



Figure(VIII.1) : Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons suivantes :

- ❖ $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- ❖ $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes.

VIII.2 Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire, On utilise la méthode des contraintes la formule classique de la R.D.M :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 trois 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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ on compare } A_v \text{ avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

3^{ème} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII .3 Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale 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 $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VIII .4 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 disposé vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VIII .5 Ferrailage des voiles :**VIII.5.1 Exemple de calcul :**

Voile V1X (RDC):

a) Détermination des contraintes :

Combinaison :(G + Q ± E)

$$A = 0,6 \text{ m}^2$$

$$I = 0,2791 \text{ m}^4$$

$$V = 0,91 \text{ m}$$

$$N = 212,39$$

$$M = 158,89 \text{ t.m}$$

$$T = 30,1 \text{ t}$$

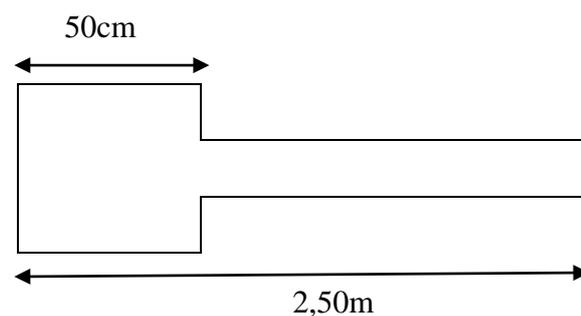


Figure (VIII.2) : Les dimensions de voile V1X

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{212,39 \times 10^{-2}}{0,6} + \frac{158,89 \times 0,91 \times 10^{-2}}{0,279} = 8,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{212,39 \times 10^{-2}}{0,6} - \frac{158,89 \times 0,91 \times 10^{-2}}{0,279} = -1,64 \text{ MPa}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :

$$N = 171,26 \text{ t}$$

$$M = 151,69 \text{ t.m}$$

$$T = 28,2 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = \frac{171,26 \times 10^{-2}}{0,6} + \frac{151,69 \times 0,91 \times 10^{-2}}{0,279} = 7,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{171,26 \times 10^{-2}}{0,6} - \frac{151,69 \times 0,91 \times 10^{-2}}{0,279} = -2,09 \text{ MPa}$$

c) Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{2,09}{7,8 + 2,09} \times 2,55$$

$$\Rightarrow X = 0,54 \text{ m}$$

d) Ferrailage :

Effort de traction :

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 2,09 \times 10^6 \times 0,20 \times \frac{0,54}{2} = 112860 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{112860}{400} \times 10^{-2} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{2,82 \times 100}{54} = 5,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) [1]:

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 28,2 \times 10^2}{400} = 10,86 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{10,86 \times 100}{276} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 5,22 + 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e) Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) [1] Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 54 = 2,16 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = \frac{2,16 \times 100}{54} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 12 mm**

L'espacement:

-Selon le BAEL 91[2], on a :

$$S_t \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003 [1] .

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

f) Choix d'aciers verticaux :

On adopte deux nappes en (**5T 12/ml**) soit $A_s = 11,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'ou : $\bar{V} = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, **$h=276 \text{ cm}$**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 0,301}{0,2 \times 2,484} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,85 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

h) Calcul des armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

$$A_h = 0,0015(b \times S) = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ($A_s=5,65\text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**

i) Disposition des armatures :**❖ armatures verticales :**

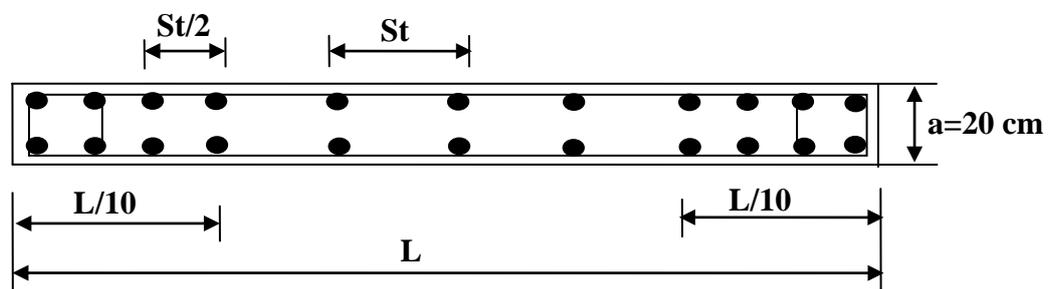
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

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 [2], et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003) [1] .

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

$$\text{On à } St = 20\text{ cm} \rightarrow = \frac{St}{2} \text{ } 10\text{ cm} < 15\text{ cm} \text{vérifiée}$$

$$L=330\text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 33\text{ cm}$$



Figure(VIII.3) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournée 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 $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

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.

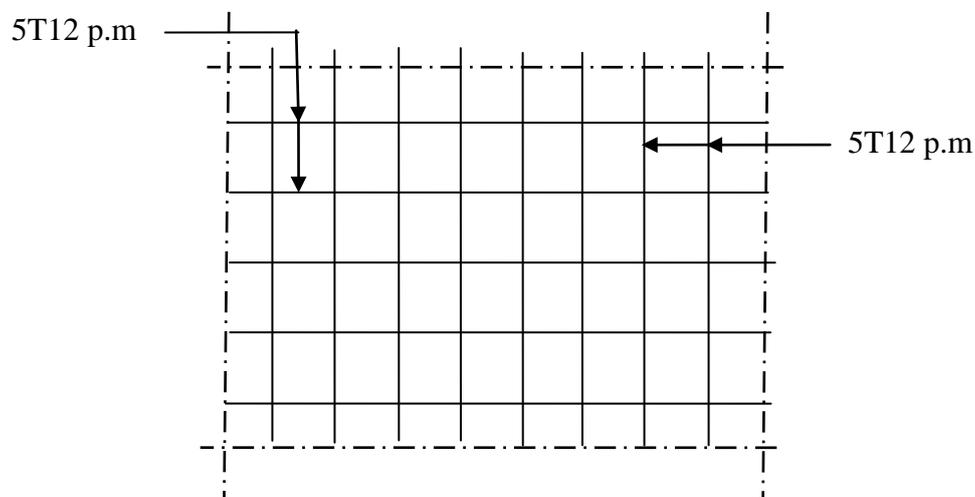


Figure (VIII.3):Disposition du ferrailage du voile

Tableau (VIII.1) : Tableau récapitulatif des ferrailrages des voiles

Voile	Comb	(t.m) ; (t)		σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	X (m)	Fx (t)	Av (Cm ²)	Av _(min) (Cm ²)	At (Cm ²)
V1y	G+Q+E	M	951,38	16,85	-3,95	/	/	/	/	/
		N	684,01							
	0,8G+E	M	922,44	15,76	-4,40	0,83	36,56	34,20	3,32	3
		N	602,26							
V2y	G+Q+E	M	154,88	8,4	-1,69	/	/	/	/	/
		N	201,53							
	0,8G+E	M	152,32	7,88	-2,04	0,46	9,51	10,53	1,84	3
		N	175,03							
V3y	G+Q+E	M	168,83	11,56	-4,65	/	/	/	/	/
		N	207,32							
	0,8G+E	M	161	10,63	-4,82	0,70	33,87	10,48	2,8	3
		N	174,36							
V4y	G+Q+E	M	535,79	17,59	-3,48	/	/	/	/	/
		N	606,89							
	0,8G+E	M	522,68	16,64	-3,92	0,68	26,63	30,57	2,72	3
		N	546,61							
V1x	G+Q+E	M	158,89	8,7	-1,64	/	/	/	/	/
		N	212,39							
	0,8G+E	M	151,70	7,8	-2,09	0,54	11,26	10,86	2,16	3
		N	171,26							
V2x	G+Q+E	M	888,21	14,52	-2,59	/	/	/	/	/
		N	667,83							
	0,8G+E	M	878,59	13,58	-3,34	0,81	27,11	37,09	3,24	3
		N	573,63							
V3x	G+Q+E	M	161,80	8,98	-1,56	/	/	/	/	/
		N	222,34							
	0,8G+E	M	153,75	8	-2,02	0,45	9,16	11,28	1,8	3
		N	179,53							

IX.1 Calcul du voile périphérique :

IX 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 armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003)[1] , le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

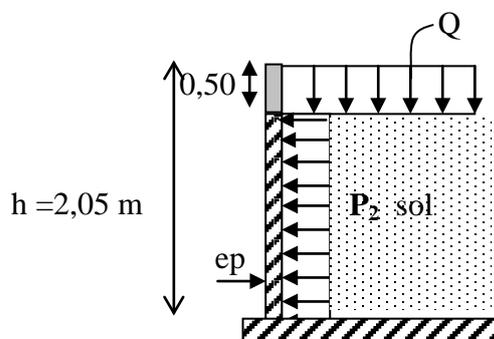
$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

IX.1.2 le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 20\text{cm}$



Figure(IX. 1) : Schéma de voile périphérique

IX.1.3 Calcul des charges :**a) Poussée des terres :**

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 1,7 \cdot 2 = 0,92 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 0,5 \cdot 2 = 0,27 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot \varphi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,92 + 1,5 \times 0,27 = 1,65 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,65 \text{ t/ml.}$$

IX .1.4 Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,05 - 0,50 = 2 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,55 - 0,50 = 4,05 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{4,05} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,49 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0980 \cdot 1,65 \cdot (2)^2 = 0,65 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,2500 \cdot 0,65 = 0,16 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,55 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,14 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{ox} = 0,55 \text{ t.m}$$

$$b=100\text{cm}$$

$$h=20\text{cm} \Rightarrow d=0,9h=18\text{cm}$$

$$\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,55 \cdot 10^4}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,17} = 0,012 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,55 \cdot 10^4}{0,994 \cdot 18 \cdot 348} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Sens y :

$$M_{oy} = 0,14 \text{ t.m}$$

$$b=100\text{cm}$$

$$h=20\text{cm} \Rightarrow d=0,9h=18\text{cm}$$

$$\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,14 \cdot 10^4}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,17} = 0,003 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,14 \cdot 10^4}{0,998 \cdot 18 \cdot 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,01 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\text{min R.P.A2003}}, A_{\text{min B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,22; 2,00 ; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à :

$$A_{x \text{ min}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,49}{2} \right) = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{0,22; 2,00 ; 2,00\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

IX.1.5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\text{max}} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,65 \cdot \frac{2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,49}{2}} = 1,33 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_o d} = \frac{1,33 \cdot 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,074 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,074 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

La dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{ser} = p_1 + p_2 = 0,92 + 0,27 = 1,19 \text{t/ml.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x = 0,24 \text{t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,086 \text{t.m}$$

$$M_{tx} = 0,204 \text{t.m}$$

$$M_{ty} = 0,073 \text{t.m}$$

Sens x :

$$M_{ser} = 0,204 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218.$$

abaque $\rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,925.$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,204 \cdot 10^4}{0,925 \cdot 18 \cdot 3,93} = 31,18 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 31,18 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée..}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{31,18}{51,67} = 0,603 \text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,603 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'E.L.U.R conviennent.

Sens y :

$$M_{\text{ser}} = 0,073 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

$$\text{d'ou } k = 51,67 ; \beta = 0,925$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,073.10^4}{0,925.18.3,93} = 11,16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 11,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{\text{bc}} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{55,01}{51,67} = 0,216 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,216 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 = 3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

IX.2 Calcul des fondations :

IX.2.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2 bar à un ancrage de 2,5m.

- Pour qu'il n'y ait pas de 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 :

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

IX.2.2 Définition :

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 résistant aux contraintes de sol.

IX.2.2.1 Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

a) Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 5104,05 \text{ t.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 635,96 \text{ t}$$

b) Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 7844,41 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 5740,01 \text{ t.}$$

c) Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 5740,01 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 5740,01/20 = 287 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 517,63 \text{ m}^2$.

d) Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{ avec : } L = 415 \text{ cm}$$

$$16,6 \leq d \leq 20,75 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$V_u : \text{ Effort tranchant ultime : } V_u = \frac{QL}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 4,15 m

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{7844,41}{517,63} = 15,15 \text{ t/m}^2$$

Par ml : $Q_u = 15,15 \times 1 \text{ m} = 15,15 \text{ t/ml}$

$$V_u = \frac{15,15 \times 4,15}{2} = 31,44 \text{ t}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

on a $d \geq 21 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d + c = 21 + 5 = 26 \text{ cm}$

Soit : h = 35 cm.

IV.2.2.2 Dimensionnement des poutres de libage : Comme le radier est considéré comme un élément rigide ,la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 46,11 \text{ cm} \leq h \leq 69,17 \text{ cm}$$

On prend comme dimension:

$$\begin{cases} \mathbf{h = 70cm ; d = 63cm} \\ \mathbf{b = 40cm} \end{cases}$$

IX. 2.3 Vérification des contraintes:

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\text{Dalle : } G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5(0,35 \times 517,63) = 452,93 \text{ t}$$

$$\text{Nervure : } G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5((0,6 - 0,35) \times 0,40 \times 286,90) = 71,73 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 5740,01 + 71,73 + 452,93 = 6264,67 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{6264,67}{517,63} = 12,10 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{\text{XG}} = 16261,55 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 32672,07 \text{ m}^4$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

$$\text{I : Inertie de la poutre : } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \times (0,7)^3}{12} = 0,011 \text{ cm}^4$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,4 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 400 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,011}{400 \times 0,4}} = 3,07 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3,07 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,70 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

a) Calcul des contraintes :**Sens (X) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}})$$

$$N_{u-T} = 7844,41 + 1,35(452,93 + 71,73) = 8552,70 \text{ t}$$

$$M_x = 5676,52 \text{ t.m}$$

$$I_x = 16261,55 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14,82 \text{ m}$$

$$\sigma_1^x = \frac{8552,70}{517,63} + \frac{5676,52 \times 14,82}{16261,55} = 21,69 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^x = \frac{8552,70}{517,63} - \frac{5676,52 \times 14,82}{16261,55} = 11,35 \text{ t/m}^2.$$

Sens (Y) :

$$M_y = 13,39 \text{ t.m}$$

$$I_y = 32672,07 \text{ m}^4$$

$$V_y = 10,88 \text{ m}$$

$$\sigma_1^y = \frac{8552,70}{517,63} + \frac{13,39 \times 10,88}{32672,07} = 16,53 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^y = \frac{8552,70}{517,63} - \frac{13,39 \times 10,88}{32672,07} = 16,52 \text{ t/m}^2.$$

b) Contrainte résultante de calcul : Puisque la réaction du sol est dirigé vers le haut et la contrainte gravitaire du radier vers le bas donc on la contrainte de calcul égale la somme algébrique des deux valeurs

$$\sigma_{\text{calcul}} = \sigma_{\text{sol}} - \sigma_{\text{radier}}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = [1,35(452,93 + 71,73)]/517,63 = 1,36 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{calcul}} = 20,33 \text{ t/m}^2.$$

IX.2.4 Ferrailage du radier :**IX .2.4.1 Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 cotés 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^{er} cas :

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$ 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)

a)Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,15}{5,08} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail en deux sens.}$$

En travée:

$$\alpha = 0,82$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0539 \times 20,33 \times (4,15)^2 = 18,87 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,6313 \times 18,87 = 11,91 \text{ t.m}$$

Sens Lx :(intre)

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 18,87 = 14,15 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,15 \times 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,10 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,958$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,15 \times 10^4}{0,958 \times 31,5 \times 348} = 13,47 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T16 / ml** , **A = 14,07 cm²/ml** , **S_t = 15 cm**

Sens Ly :(intre)

$$M_{ty} = 0,75 \times 11,91 = 8,73 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,73 \times 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,93 \times 10^4}{0,967 \times 31,5 \times 348} = 8,42 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T16 / ml** , **A = 10,05 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

En appuis:

Sens Lx et Ly (inter): $M_a = 0,5 \times 18,87 = 9,44 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,44 \times 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,44 \times 10^4}{0,965 \times 31,5 \times 348} = 8,92 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T14 / ml , $A = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 17 \text{ cm}$

IX.2.4.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

a) Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15As(d - y) = 0 ; As = 9,24\text{cm}^2 ; M=10,34 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 211,05y - 6648,08 = 0 \Rightarrow y = 9,51\text{cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(9,51)^3}{3} + 15 \times 14,07(31,5 - 9,51)^2$$

$$I = 130724,87\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

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

Avec:

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67; 202,63) = 202,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10,33 \times 10^4}{130724,87} (31,5 - 9,51) = 260,65\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 260,65\text{MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 202,63\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

En appuis :

a) Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0 ; A_s = 9,24\text{cm}^2 ; M = 6,89 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 138,6y - 4365,9 = 0 \Rightarrow y = 8,06\text{cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(6,08)^3}{3} + 15 \times 9,24(31,5 - 6,08)^2$$

$$I = 93605,05\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{6,89 \times 10^4}{93605,05} \times 8,06 = 5,93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

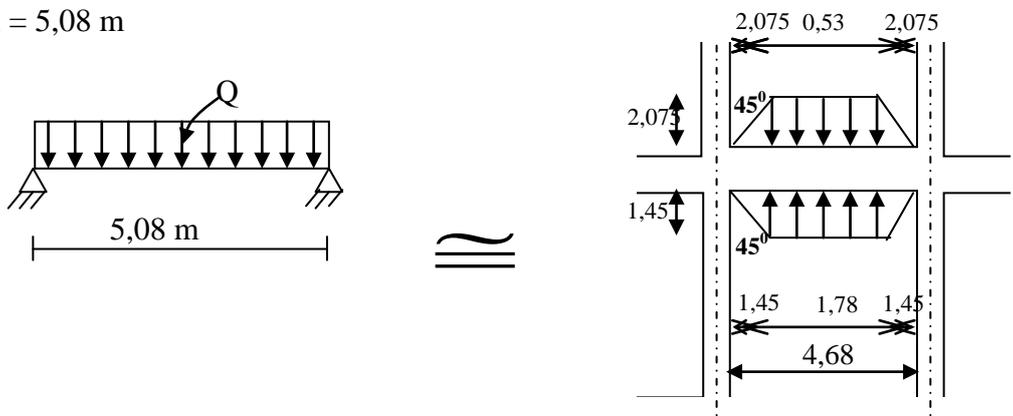
IX.2.5 Ferrailage des poutres libages :

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinal (x) :

$$L_{max} = 5,08 \text{ m}$$



Figure(IX.2) : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens longitudinal x)

Calcul de Q':

$$S = 11,94 \text{ m}^2$$

$$Q = \sigma \times S = 20 \times 11,94 = 238,80 \text{ t}$$

$$Q' = \frac{238,80}{4,68} = 51,03 \text{ t/ml}$$

$$\text{D onc: } M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{51,03 \times 4,68^2}{8} = 139,71 \text{ t.m}$$

En travée :

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{\text{ox}} = 0,75 \times 138,71 = 104,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{tx}}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{104,78 \times 10^4}{40(63)^2 \cdot 14,17} = 0,466 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$1000 \varepsilon_{\text{SL}} = \frac{f_e}{200 \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,74$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{\text{SL}}} = 0,668$$

$$M_1^f = M_1 = \mu_L \overline{\sigma_{bc}} b h^2 = 0,392 \times 14,17 \times 0,4 \times (650)^2 = 938734,16 \text{ N.m}$$

$$M_2^f = M - M_1^f = 1047800 - 938734,16 = 109065,84 \text{ N.m}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,733$$

$$A' = \frac{M_2^f}{(h - d') \overline{\sigma_s}} = \frac{109065,84}{(0,65 - 0,05) \cdot 348} = 5,224 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_1^f}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_L \cdot h} + A' \frac{\overline{\sigma_s}}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{938734,16}{348 \times 0,773 \times 0,65} + 5,224$$

$$A = 61,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 5\text{T}20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 5\text{T}20 \\ 4^{\text{eme}} \text{ lit } 5\text{T}20 \end{array} \right. ; A = 62,84 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Appuis intermédiaires :

$$M_{ty} = 0,5M_0 = 69,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{69,86 \times 10^4}{40(63)^2.14,17} = 0,310 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,808$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{69,86 \times 10^4}{0,808 \times 63 \times 348} = 39,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : (5T20) Fil+ (5T20+5T16) chap ; A = 41,07cm²

Appuis de rive:

$$M_{ty} = 0,2M_0 = 27,94 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{27,94 \times 10^4}{40(63)^2.14,17} = 0,124 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

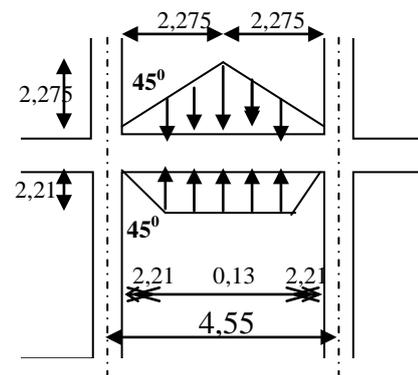
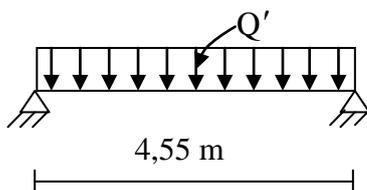
$$\beta = 0,932$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{27,94 \times 10^4}{0,932 \times 63 \times 348} = 13,67 \text{ cm}^2$$

On adopte : (5T20) Fil+ (2T16) chap ; A = 19,73cm²

b) Sens transversal(y) :

$$L_{\max} = 4,55 \text{ m.}$$



Figure(IX.3) :Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens transversal y)

Calcul de Q':

$$S = 9,91 \text{ m}^2$$

$$Q = \sigma \times S = 20 \times 9,91 = 198,2 \text{ t}$$

$$Q' = \frac{198,2}{4,15} = 47,76 \text{ t/ml}$$

$$D \text{ onc : } M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{47,76 \times 4,15^2}{8} = 102,82 \text{ t.m}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 102,82 = 77,12 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{77,12 \times 10^4}{40(63)^2 \cdot 14,17} = 0,342 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,781$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,12 \times 10^4}{0,781 \times 63 \times 348} = 45,04 \text{ cm}^2$$

.

$$\text{on adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 4^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{array} \right. ; A = 45,75 \text{ cm}^2$$

En appuis :**Appuis intermédiaires :**

$$M_{ty} = 0,5 M_0 = 51,41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{51,41 \times 10^4}{40(63)^2 \cdot 14,17} = 0,228 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,869$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,41 \times 10^4}{0,869 \times 63 \times 348} = 26,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil+ (4T16) chap ; A = 27,68 cm²**

Appuis rive:

$$M_{ty} = 0,2M_0 = 20,56 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{20,56 \times 10^4}{40(63)^2.14,17} = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,953$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{20,56 \times 10^4}{0,953 \times 63 \times 348} = 9,84 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil ; A = 12,57cm²**

IX.2.6 Armatures de peau :

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,40 + 0,70) = 6,6 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T16 , A_s = 8,04 cm²

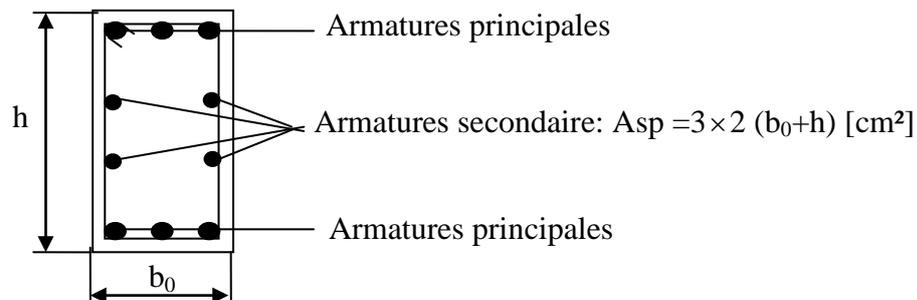


Figure (IX.4) :Les armatures de peau de radier

IX.2.7 Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 10,28 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{10,28}{0,40 \cdot 0,63 \cdot 100} = 0,41 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

a) Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 16; 40) = 16 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

b) Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(17,5, 1,2) = 17,5 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8f_e}$$

$$f_e \geq \frac{40 \cdot (0,41 - 0,3 \times 2,1) \cdot 15}{0,8 \times 3,14} = 52,55 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10 , $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max(0,205; 0,4 \text{ MPa}) = 0,205 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{40 \cdot 15} = 2,09 > 0,205 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.3 CALCUL DES LONGRINES :

IX.3.1 INTRODUCTION :

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

IX. 3.2 PRE DIMENSIONNEMENT :

D'après la règlement RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

IX.3.3 FERRAILLAGE :**❖ Etat limite ultime :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$(RPA 99 V 2003) F = \frac{N_u^{\max}}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u^{\max} : 1991,85 \text{ kN}$$

$$F = \frac{1991,85}{12} = 165,99 > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{165,99}{348} = 4,77 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme pré judiciable :

$$\sigma_a = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = 240 \text{ MPa} ; N_{\text{ser}} = 1321,5$$

$$\sigma_{\text{Ser}} = \frac{(N_{\text{Ser}}/\alpha)}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{Ser}} = \frac{(N_{\text{Ser}}/\alpha)}{A_s} \leq \sigma_a = \frac{(1321,5/12) \times 10^3}{240} = 4,58 \text{ cm}^2$$

IX.3.4 Verification de la condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 36 \times 2,1}{400}$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2$$

❖ Recommandation de l' RPA 99 V-2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\Phi_L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0,006(30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6 T 14 Avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

❖ Armatures transversals :

Le diamètre des armatures transversals adoptés est $\Phi_t = 8\text{mm}$

$S_t = \min(20\text{cm} ; 15.1, 4)$

$S_t = 15\text{cm}$

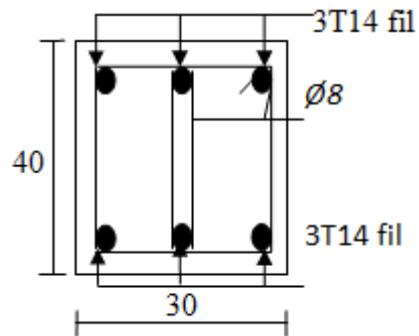


Figure (IX.5): Ferrailage des longrines

Conclusion :

Ce projet de fin d'études ,nous a permis d'avoir une ample vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver une harmonie entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit, ceci d'une part et d'autre part ce travail nous a permis d'acquérir énormément d'informations importantes sur les méthodes de calcul, l'étude des structures en béton armé, ainsi que l'utilisation des logiciels.

Il nous a aidé aussi à avoir l'esprit d'analyse et de prendre des décisions concernant le choix d'un système de contreventement, qu'est très important du point de vue comportement, résistance, architecture et cout de revient.

En fin nous espérons que notre étude soit appréciée à sa juste valeur et qu'elle ra servir de guide et de modèle pour les futures promotions.

Bibliographie

Règlements :

- [1] Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003".
- [2] D.T.R. B.C. 2.2 Charge permanente et charge d'exploitation.
- [3] Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-pierre Mougine.
- [4] D.T.R. C 2-4.7 RNV99: Règlement Neige et Vent 99 .

Mémoires:

- Mémoire SAHOUANE Abdelkader Etude d'un bâtiment d'usage d'habitation en R+10+Sous-Sol (2009/2010) , Université de Tiaret .
- Mémoire Meddah Khadra et Chabet Hayat Etude d'un bâtiment (R+4) avec sous-sol à usage d'habitation (2015/2016) , Université de Tiaret.
- Mémoire ACHIR Youcef et AMARI Mohamed Etude d'un bâtiment (R+9) à contreventement mixte et à usage d'habitation (2015/2016) , Université de Tiaret.

Logiciels et programmes:

- AUTOCAD2013(Dessin).
- ETABSV9.7.0(Analyse des structures).
- Socotec
- Office2007 (Traitement de texte , Excel,word).