

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Présenté par :

Day Amel

Rahmane Amina

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment en Béton Armé à usage
multiple situé à Oran**

Soutenu publiquement le ... /06/2022 devant le jury composé de :

Mr I.D.KLOUCHE

Président

Mr M.MIMOUNI

Rapporteur

Mr G.ABADA

Examineur

Mr B.A.BENYAMINA

Examineur

PROMOTION : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîments

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 Mr MIMOUNI M 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 critique nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université IBN KHALDOUN qui on contribués à notre formation et spécialement et le chef département de GC Mr BOUAKKAZ.K.

En fin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leur aide et surtout pour leur soutien

DEDICACE

J'ai toujours voulu faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois amour et reconnaissance.

A mon cher père DAY NAAR

A la mémoire de ma chère mère HAMIDI AICHA

A mes frères MIDO ET SALEH

A mes sœurs ISSRA ET SHAED

A toute ma famille sans exception

A mon marié SLIMANE AMED

A mes AMIS RANDA FATI AMEL

KHADJ KATYA HOUDA

A mon très cher binôme AMINA

A toute la promotion GC. Structures 2021-2022.

Je dédie ce modeste travail.

DAY AMEL

DEDICACE

J'ai toujours voulu faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois amour et reconnaissance.

A mon cher père RAHMANE MOHMED

A la mémoire de ma chère mère RAHMANE HOURIA

A mes frères MOURAD ET BILLAL

A ma sœur FATIMA

A toute ma famille sans exception

A mes TOUT MES AMIS

A mon très cher binôme AMEL

A toute la promotion GC. Structures 2021-2022.

Je dédie ce modeste travail.

RAHMANE AMINA

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un Rez-de-chaussée plus six étages (R+6), implanté à Oran. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment et de déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis. Nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le BAEL91 /99. RPA99 /2003.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.6.0.

En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات ، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق (R +6) ، يقع في وهران . تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية متوسطة (الثانية) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية (RPA99) النسخة 2003.

الهدف من ذلك هو تحديد أبعاد مختلف مكونات المبنى وتحديد التسليح المناسب لمقاومة هذا الأخير لمختلف الأعمال التي قد يتعرض لها. وكان علينا أن نستخدم الأنظمة السارية ، بما في ذلك RPA99/2003 RPA99/2003 من أجل تحديد القوى الداخلية في الهياكل، وفي ديناميكية حساب طرق الاهتزاز ، استخدمنا برنامج الحساب ETABS V9.7.0.

وأخيرا ، درسنا وحسبنا الأساسات في الجزء الأخير من هذه المذكرة.

Summary

This project is a detailed study of a multi-purpose building, consisting of a ground floor plus six floors implanted in Oran.

This region is known as a zone of medium seismicity according to the Algerian earthquake rules RPA 99/ version 2003.

The objective being the sizing of the various constituent elements of the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjected.

We had to appeal to the regulations in force in particular the BAEL 91/99 and RPA 99/2003

In order to determine the internal forces in the frames, and in dynamics for the determination of the vibration mode, we used the calculation software ETABS V9.6.0.

Finally, in the last part of thesis we did the study and calculation of the foundation.

Sommaire

Remercîment

Dédicace

Sommaire

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Résumé

Abstract

الملخص

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristique de la Structure	3
I.3.1. Caractéristique géométrique	3
I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site	3
I.4. Caractéristiques des matériaux	4
I.4.1. Béton	4
I.4.2. Acier.....	7
I.5. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2).....	9
I.6. Récapitulatif	12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	14
--------------------------	----

II.2. Pré dimensionnement des planchers	14
II.2.1. Planchers corps creux	14
II.2.2. Pré dimensionnement de dalle pleine	14
II.3. Descente des charges	15
II.3.1. Plancher en corps creux	15
II.3.2. Descente des charges mur extérieur	17
II.3.3. Descente des charges dalle pleine	18
II.4. Pré dimensionnement des poutres	18
II.4.1. Poutres Principales	19
II.4.2. Poutres secondaires.....	20
II.5. Pré dimensionnement des Poteaux	20
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	24

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1 : Introduction	27
III.2 : Dimensionnement des poutrelles	27
III.3 : Méthode de calcul des poutrelles	28
III.4 : Calcul des sollicitations.....	32
III.5 : Calcul de ferrailage des poutrelles (à L'E-L-U)	36
III.6 Calcul du ferrailage des poutrelles (à L'E-L-U)	44
III.7 : Vérification des contraintes à L'E-L-S	47
III.8-Calcul de la dalle pleine	49

III.9 -Calcul du ferrailage de la dalle	50
---	----

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1 : Acrotère	54
IV.1.1 :Définition	54
IV.1.2 :Charges sollicitant l'acrotère	54
IV .1.3 :Calcul du ferrailage (E.L.U)	55
IV 1.4 : Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section	55
IV.1.5 : Vérification des contraintes (E.L.S.)	56
.IV.2 Balcon	58
IV 2.1 Introduction :	58
IV.2.2Descente des charges	58
IV.2.3 : Ferrailage (E.L.U)	59
IV.2.4 Vérifications	60
IV-3-Ascenseur	65
IV. 3.1.Calcul du poids des composants de l'ascenseur	65
IV. 3.2.-Etude de la dalle de l'ascenseur.....	66
IV. 3.3.Calcul des moments	70
IV. 3.4 :Calcul du ferrailage de la dalle	72
. IV. 3.5 : Vérifications	75
IV.4. Escalier.....	79
IV.4 1. Descente des charges.....	80
IV.4 2. Détermination du Ferrailage.....	81
IV.4.3 Les vérifications.....	83

Chapitre V : Etude Sismique

V.1 -Généralités sur les séismes	90
V.2- Présentation du logiciel ETABS	90
V.3. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)	91
V.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	91
V.5. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3).....	91
V.6- les résultats	95

Chapitre VI : Etude Des Portiques

VI.1 Introduction	103
VI.2 Les combinaisons de calcul	103
VI.3 Ferrailage des poutres	103
VI.3.1 Les armatures Longitudinales	104
VI.3.2 Poutres principales de rive (30x45) cm ²	104
VI.3.3. Vérification de la flèche :.....	109
VI.4. Poutres secondaire (rive) : (30x40) cm ²	105
VI.5 Exemple de calcul 45x45.....	113
VI.6. Les vérifications	117

Chapitre VII : Etude Des Voiles

VII.1. Introduction.....	128
VII.1.1. Conception :.....	128
VII.1.2. Calcul	128
VII.2. Principe de calcul	129
VII.3. La méthode de calcul	130
VII. 3.1 Les armatures verticales	130
VII. 3.2 Armatures horizontales	130
VII. 3.3 Armatures transversales:.....	130
VII.4 Ferrailage des voiles :.....	130
VII.4.1 Exemple de calcul	130

Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure

VII.1-Introduction.....	135
-------------------------	-----

VIII.2- Définition de radier.....	135
VIII.3 Pré dimensionnement du radier	136
VIII.4 Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	137
VII.I5 Ferrailage du radier.....	138
VIII.6 Ferrailage des poutres de libages.....	141

Liste des tableaux

Chapitre 1 :Présentation de l'ouvrage et des matériaux

Tableau I.1 : hypothèses de calcul adopté pour cette étude.....12

Chapitre 2 :Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Descente des charge terrasse inaccessible..... 15

Tableau II-2 : Descente des charges étage courant 16

Tableau II-3 : Descente des charges RDC..... 17

Tableau II-4 : Descente des charges mur extérieur 17

Tableau II-5 : Descente des charges dalle pleine étage courant..... 18

Tableau II-6 : Descente des charges dalle pleine terrasse inaccessible..... 18

Tableau II-7 : La loi de dégression..... 21

Tableau II-8 : les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles25

Chapitre 3 :Calcul des planchers

Tableau III.1 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de la terrasse inaccessible..36

Tableau III.2 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de la terrasse accessible.....44

Tableau III.3 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de RDC 49

Chapitre 4 :

Tableau IV.1 : Descente des charges (Balcon).....58

Tableau IV.2 : Ferrailage de balcon.....62

Tableau IV.3 :Poids mort de l'ascenseur.....67

Tableau . IV.4: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....71

Tableau IV.5: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....76

Tableau IV .6 :Descente de charges de la paillasse.....80

Tableau IV.7 : Descente des charges du palier.....81

Tableau IV.8 :Ferrailage de escalier sur appui et en travée	84
---	----

Chapitre V :Etude sismique

Tableau V.1 : Pourcentage d'amortissement critique « ξ ».....	93
Tableau V.2: Facteur de qualité	93
Tableau V.3 : Valeurs de T1et T2.....	93
Tableau V.4 : Coefficient d'accélération de zone A.....	94
Tableau .V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	95
Tableau .V.6: Valeurs du coefficient C_T	96
Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.....	97
Tableau V.8 : Vérification à l'effet P- Δ	99
Tableau V.9 :L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003	100
Tableau V.10 :Excentricité Totale	101

Chapitre VI :Etude des portique

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principales rive.....	110
Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	110
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires).....	116
Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive).....	116
Tableau VI.5 :Les sollicitations défavorables du 1er genre(poteaux).....	118
Tableau VI.6 : les sollicitations défavorables du 2eme genre (poteaux)	119
Tableau VI.7:Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003) poteaux.....	122
Tableau VI.8:Ferrailage des poteaux.....	123

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux

Figure I.1 :vu en plan	2
Figure I.2: Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations béton.....	6
Figure I.3 : Diagramme des contraintes.....	6
Figure I. 4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	8
Figure I-6 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines	10

Chapitre II : pré dimensionnement des élément

Figure II-1 : Terrasse inaccessible.....	15
Figure II-2 : Etage courant.....	16
Figure II.3- La section le plus sollicité du poteau.....	21

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

Figure III-1 : Dimensionnement des poutrelles.....	27
Figure. III .2. : Diagramme des moments (N.m).....	35
Figure III. 3 : Diagramme des efforts tranchants.....	35
Figure III.4:section en T _é	37
Figure III. 5 : Condition de non fragilité (section en T _é).....	38
Figure III.6 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	40
Figure III.7: Dessin de ferrailage de poutrelle (terrasse).....	48.
Figure III.8 ferrailage (en travée).....	52
Figure III.9 ferrailage (sur appuis).....	52

Figure: IV.1 Acrotère.....	54
Figure . IV.2: Schéma de ferrailages de l'acrotère	57
Figure IV.3 : Schéma représentatif de balcon.....	58
Figure IV.4 : Schémas statique du balcon	59
Figure IV. 5 Ferrailage de balcon	61
Figure IV. 6: Schéma d'un ascenseur.....	65
Figure V.7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	70
Figure V.8 Ferrailage (en travée).....	78
Figure V.9 Ferrailage (sur appuis).....	78
Figure V.10 : Schéma d'escalier.....	79
Figure V.11: Schéma statique de l'escalier.....	81
Figure V.12 : Schéma de la coupe 1-1.....	81
Figure III.13 : Schéma de la coupe 2-2.....	82
Figure V.14 ferrailage l'escalier.....	84

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Figure . V.1: Courbe de spectre de réponse.....	92
Figure V.2 Disposition des voiles contreventement.....	94

Chapitre VII : Etude Des Voiles

Figure :VII.1 Type de voile.....	130
Figure VII.2 : Disposition des armatures.....	133

Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure

Figure VIII.1.Schéma du radier.....136

Introduction générale :

Le domaine des Bâtiments c'est développé rapidement, et doit appliquer de nouvelles connaissances dans le domaine des techniques de construction.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple Constitué d'un Rez-de-chaussée plus (6) étages, implanté à Oran. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité selon le RPA99.

L'ouvrage sera réalisé en béton armé, car ce matériau présente un grand avantage par rapport à des autres matériaux.

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 soumise à une activité sismique intense. Chaque étude modérée 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.
- le confort de l'utilisateur.
- L'Esthétique.

Notre mémoire est constitué de neuf chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments, et le choix des matériaux à utiliser et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux (escalier, balcon, acrotère).
- 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 v9.6

- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutre et voile).
- Le septième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondations

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et des matériaux

I.1. Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa construction est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation du projet

On propose dans d'un bâtiment, l'étude complète des éléments résistants (structuraux et non structuraux) .(R+6) à usage multiple (habitation et commercial) implanté dans la Wilaya de Oran qui est classée en zone de sismicité moyenne (Zone IIa) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003).

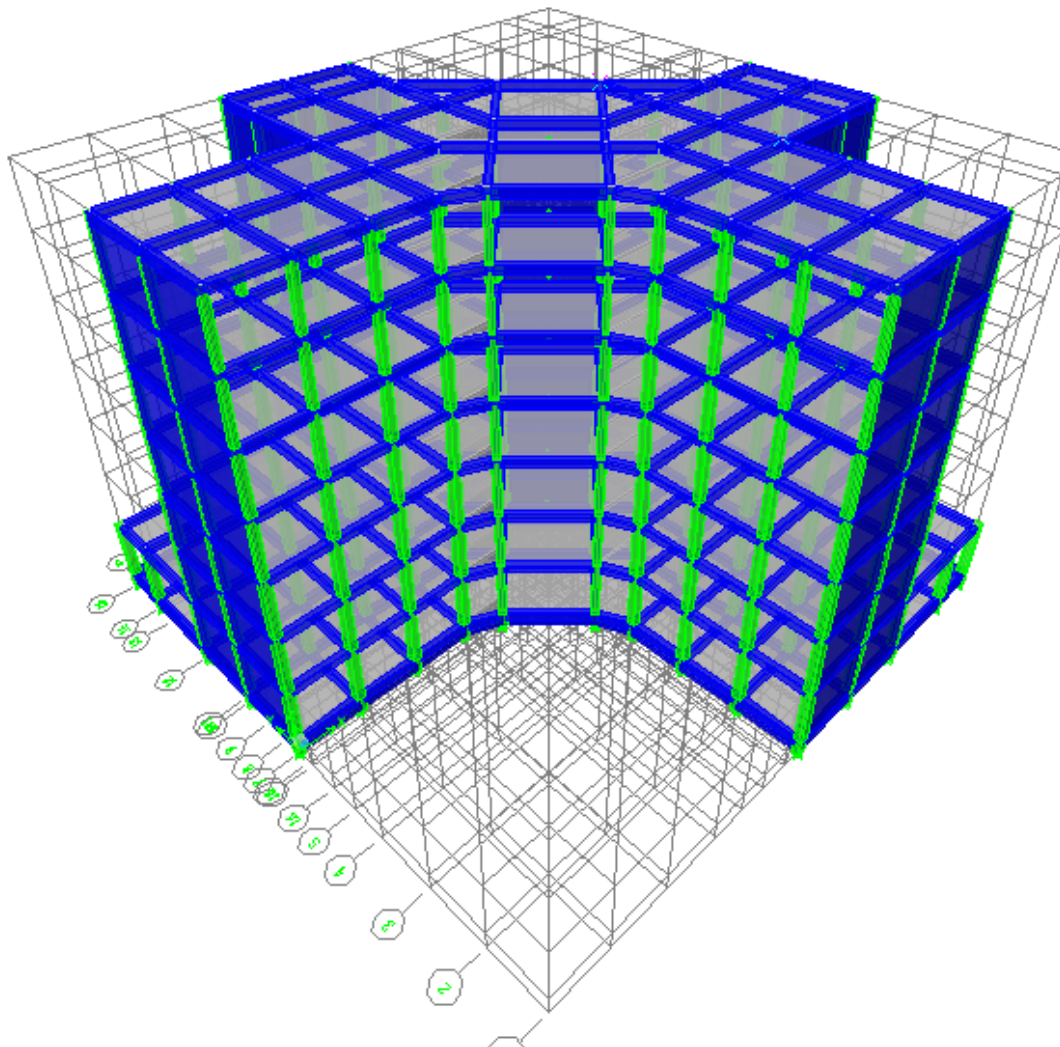


Figure I.1 :vue en plan

I.3. Caractéristique de la Structure

I.3.1. Caractéristique géométrique

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan..... 30.35 m
- Longueur en plan..... 30.35 m
- Hauteur du RDC.....3,23 m
- Hauteur d'étage courant.....3,23 m
- Hauteur total.....23,51 m

I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site

Le sol présente les caractéristiques suivantes

Meuble (S3) avec une capacité portante de : $\bar{\sigma} = 2$ bars.

- Un ancrage de 3 m.

Ces paramètres seront utilisés pour dimensionner les fondations.

I.4. Conception de l'ouvrage

a. Les planchers

Ce sont des éléments séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique.

Planchers à corps creux

Les poutrelles sont coulées in situ avec les poutres et la dalle de compression du plancher.

On a opté pour ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes $L_{max} = 3,19$ m
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les corps creux).

b. les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont constitués en béton armé. Le type d'escalier de notre projet est un escalier droit.

c. Le revêtement

C'est un élément qui recouvre une surface, pour la protéger et la consolider

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et murs intérieurs sauf les pièces humides (la cuisine, salle de bain)
- Revêtement en carrelage pour les planchers courant.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

d. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi à briques creuses, avec une épaisseur de (10 et 15) cm séparés par une lame de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

e. Les fondations

le sol en place est un sol meuble, la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des fondations superficielles (radier général ; semelles filantes ou semelle isolées).

h. ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce type de bâtiment, l'ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4. Caractéristiques des matériaux**I.4.1. Béton**

Le béton est un mélange composé de Ciment, eau de gâchage, granulats (Sables et gravillons) et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis pour la composition de 1m³ de béton.

Ce matériau résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé dont le poids volumique de béton armé est de 25 KN/m^3 .

Résistances mécaniques du béton

-Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{array} \right. \quad \text{et}$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{array} \right. \quad \text{et}$$

-Résistance à la traction

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{array} \right. \quad \text{et}$$

État limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime, est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$- \epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$- \epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

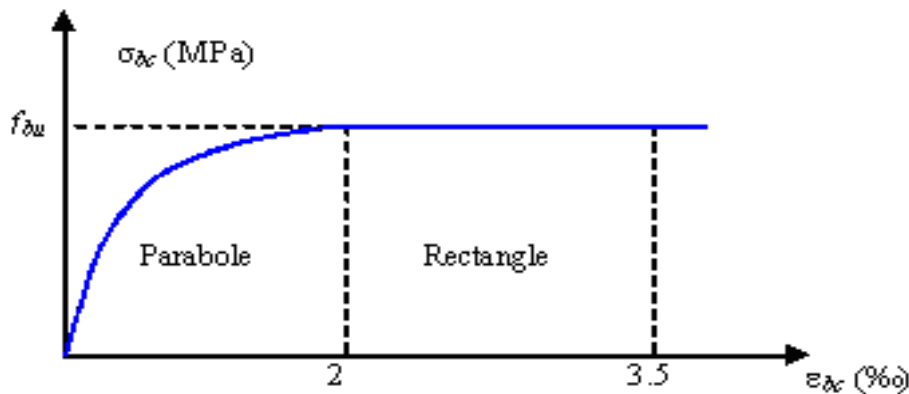


Figure I.2: Diagramme parabole rectangle des Contraintes- Déformations béton

La Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- 1.5 pour les combinaisons normales ;
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Dans notre cas $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

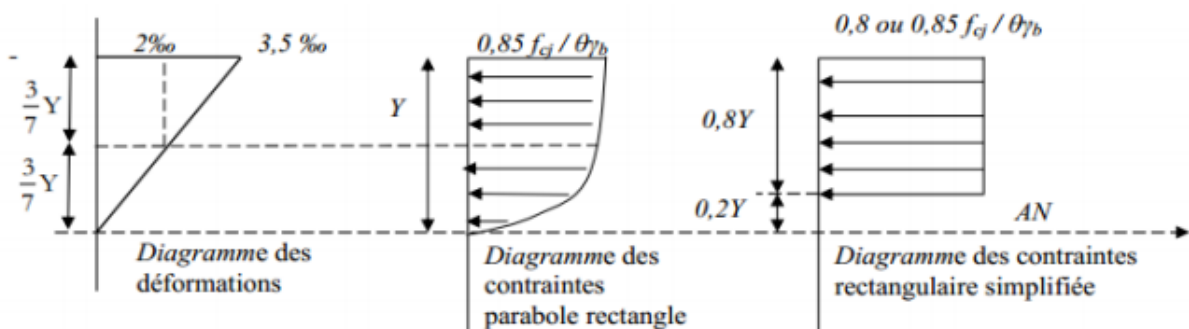


Figure I.3: Diagramme des contraintes

Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service, est un état de chargement au-delà duquel la structure ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour la quelle elle a été construite.

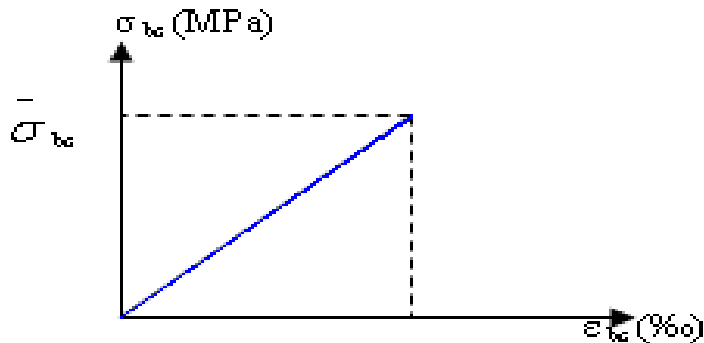


Figure I.4: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ Modules de déformation longitudinale (BAEL A 2.1,2)

• Module de déformation longitudinale différée :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

• Module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h

$$E_{vj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

➤ Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Le coefficient de poisson selon le BAEL(A 2.1,3) :

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

I.4.2.Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par

sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Acier naturel FeE215, FeE 235 (pour l'armature transversale).
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500 (pour les armatures longitudinales)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm.

Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation

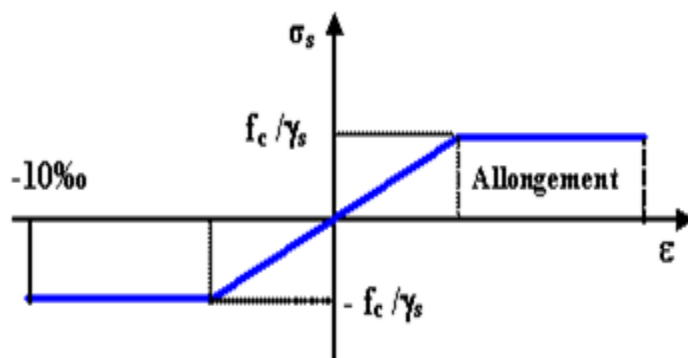


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ → Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ → Cas de situations durable ou transitoire.

Rond lisse ($f_e=235$ MPa)

- $\sigma_s = 204,34$ MPa Situation durable ou transitoire
- $\sigma_s = 235$ MPa Situation accidentelle

A haute adhérence ($f_e=400$ MPa)

- $\sigma_s = 348$ MPa Situation durable et transitoire
- $\sigma_s = 400$ MPa Situation accidentelle

L'allongement relatif de l'acier $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{L}$

-Etat limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures, la vérification de la contrainte se fait :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(f_e \times \frac{2}{3}, 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Dans notre cas $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

I.5. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2)

a. Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une charge constante dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure
- Le poids des cloison, revêtements
- La déformation imposée par la structure

b. Les actions variables (Q)

L'action variable est une charge qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elle comprend :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (Neige et Vent)
- Les effets thermiques

c. Les actions accidentelles (Fa)

Elles sont des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les séismes
- Les explosions
- Les feux

- Les chocs

Les hypothèses de calcul

A l'état limite ultime (L'ELU) :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre les armatures de l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement du béton est limité à : 3,5‰ en flexion simple et composée. 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme de déformation d'une section à l'ELU représenté par une droite, doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B, C (règle des trois pivots). Cette règle se fixe comme objectif d'utiliser au mieux le béton et l'acier

Règle des trois pivots

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

-Par écrasement du béton comprimé.

-Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limite que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminés 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, C appelés pivots

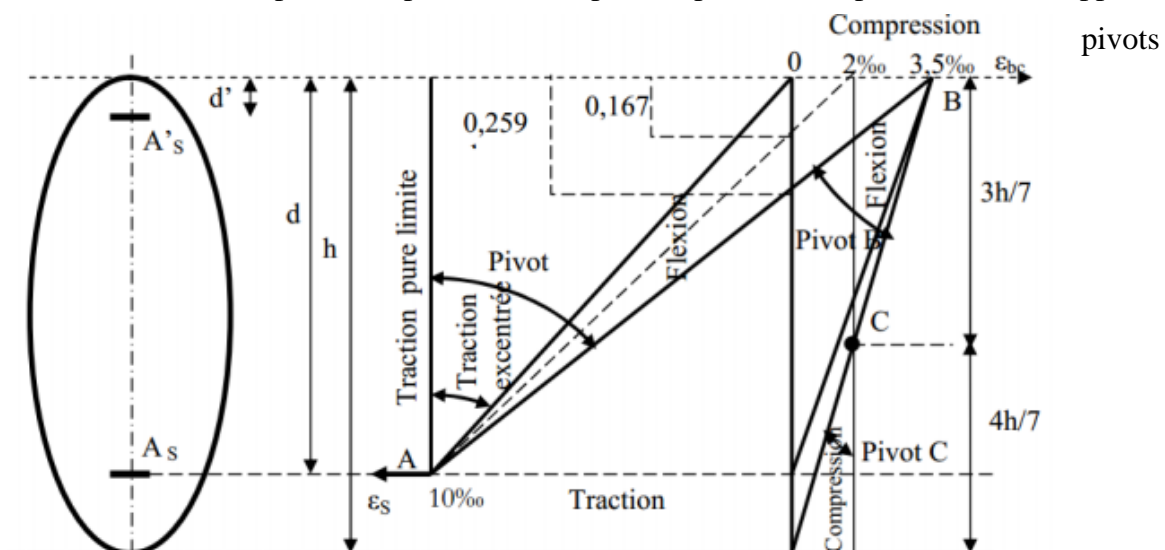


Figure I-6 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines ①, ②, ③ et trois pivots A, B, C

En résumé :

- **Le pivot A** : Ce domaine correspond aux sollicitations traction, flexion simple et composé. L'état limite atteint dans l'acier (Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰)
- **Le pivot B** : Ce domaine correspond à la sollicitation de flexion avec l'état limite ultime atteint dans le béton (Raccourcissement unitaire du béton : 3.5 ‰)
- **Le pivot C** : Ce domaine correspond à la sollicitation compression simple ou composée (Raccourcissement unitaire du béton : 2 ‰)

I.6. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons de calculs à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

Sollicitation durable :

- E.L.U : $1,35G + 1,5Q$
- E.L.S : $G + Q$

Sollicitation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
- $0,8.G \pm E$
- $G+Q$

I.7. Récapitulatif

Tableau I.1 : hypothèses de calcul adoptés pour cette étude

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$
Contrainte ultime du béton en compression	$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa.}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa.}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Armatures longitudinales	« $f_e E 400$ » H. A $f_e = 400 \text{ MPa.}$
Armatures transversales	« $f_e E 235$ » R. L., $E = 235 \text{ MPa}$
Treillis soudés (de la dalle de compression)	« $f_e E 500$ » H. A $f_e = 500 \text{ MPa}$

Les logiciels utilisés

- ETABS V 9.7: Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2018.
- Applications (RPA, Fondations...)
- DTU
- Socotec (pour calculer les ferrailages des armatures)

Chapitre II :

***Pré-dimensionnement des
éléments***

II.1. Introduction

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **BAEL91, RPA99/V2003**.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Planchers corps creux

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce sont des ouvrages en charpente de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou une partie en bois, en fer, en béton formant un plan de séparation horizontale entre deux étages.

a. Détermination de l'épaisseur du plancher

Pour déterminer l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de la rigidités

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L= La portée maximale entre nu des poutrelles (L= 319.68 cm)

$$h_t : \text{Epaisseur du planche} \quad h_t \geq \frac{319,68}{22.5} = 14,20 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher en corps creux d'épaisseur 20 cm

{ 16 cm: Epaisseur du corps creux
 { 4cm: Epaisseur de la dalle de compression

II.2.2. Pré-dimensionnement de dalle pleine :

Calcul de l'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle pleine e dépend :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{551,61}{35} \leq e \leq \frac{551,61}{30} \Rightarrow 15.76 \text{ cm} \leq e \leq 18.38 \text{ cm} \quad \text{On adopte } e = 20 \text{ cm}$$

II.3. Descente des charge

II.3.1. Plancher en corps creux

- Terrasse inaccessible

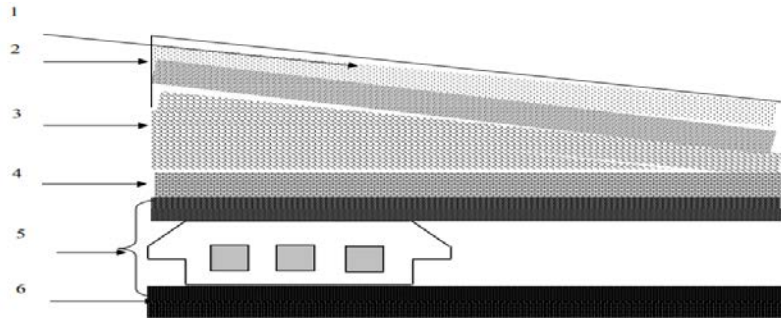


Figure II-1 : Terrasse inaccessible

Tableau II-1 : Descente de charge terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	4	0.20	0.80
2	Étanchéité multicouche	2	0.20	0.12
3	Forme de pente en béton léger	0.05	22	1.1
4	Asphalte coulé sablé (2.5cm) + polystyrène	2.5	/	0.5
5	Plancher en corps creux + dalle de compression	16 + 4	2.75-2.85	2.80
6	Enduit en plâtre/ en ciment	2	0.18	0.20
				G = 5.58KN/m ²
				Q= 1 KN/m ²

• Etage courant

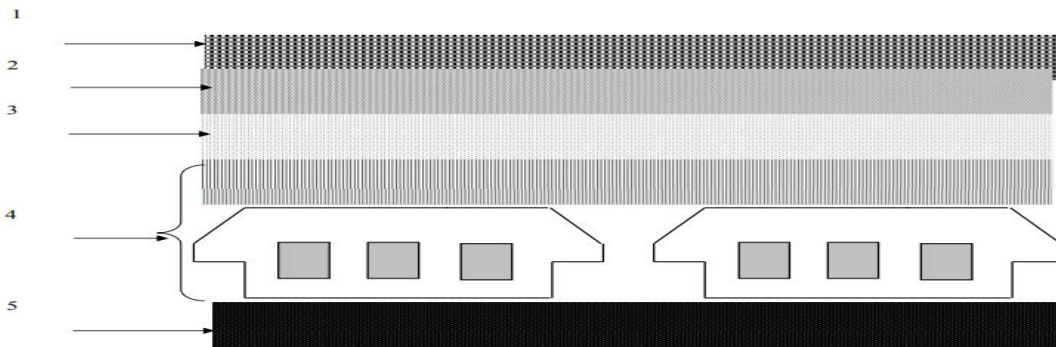


Figure II-2 : Etage courant

Tableau II-2 : Descente de charges étage courant

Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
Mortier de pose	2	0.2	0.4
Sable fin pour mortier	2	0.17	0.34
Plancher en corps creux + dalle de compression	16 + 4	2.75-2.85	2.80
Enduit en plâtre	2	0.1	0.20
Cloison en briques creuses	10	9	0.90
			G = 5.04 KN/m ² Q= 1.5 KN/m ²

Tableau II-3 : Descente de charge (RDC)

Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
Mortier de pose	2	0.2	0.4
Sable fin pour mortier	2	0.17	0.34
Plancher en corps creux + dalle de compression	16 + 4	2.75-2.85	2.80
Enduit en plâtre	2	0.1	0.20
Cloison en briques creuses	10	9	0.90
			G = 5.04 KN/m ² Q=4.KN/m ²

II.3.2. Descente des charges mur extérieur

Tableau II-4 : Descente de charges murs extérieurs

N ⁰	Désignations	Epaisseur(cm)	Densité (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en ciment sur les deux faces	2	0.18	0.36
2	Paroi extérieure en briques creuses	15	8.66	1.30
3	Paroi intérieure en briques creuses	10	9	0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	2	0.10	0.2
				G _m = 2.8KN/m ²

II.3.3. Descente de charges dalle pleine

Tableau II-5 : Descente des charges dalle pleine étage courant

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.2	0.4
3	Sable fin pour mortier	2	0.17	0.35
4	Poids propre de la dalle pleine	12	25	3
5	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				G = 4.51 KN/m ² Q = 3.5 KN/m ²

Tableau II-6 : Descente des charges dalle pleine terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	4	0.20	0.80
2	Étanchéité multicouche	/	0.12	0.12
3	Forme de pente en béton léger	/	0.90	0.9
4	Isolation thermique+ polystyrène	4	2,5	0,1
5	Poids propre de la dalle pleine	15	25	3
6	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				G = 5,28 KN/m ² Q = 1 KN/m ²

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des supports horizontaux allongés en bois, en métal ou en béton armé, de section étudiée pour une bonne résistance à la flexion simple. Elle peut être aussi définie comme un élément de structure qui supporte les charges du plancher et l'empêche de se plier.

On distingue les poutres principales et secondaires

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité pour les poutres principales et secondaires est défini comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.7d \text{ avec } d = 0.9h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

- La vérification des conditions du RPA 99/2003 :

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

II.4.1. Poutres Principales

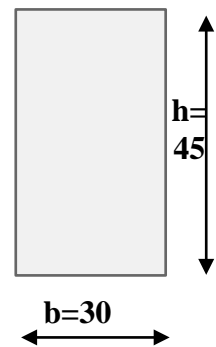
Elles supporte des poutres secondaires ou des poutrelles et reposants elle-même sur des porteurs verticaux (Poteaux, voiles).

- h: hauteur totale de la poutre
- b: largeur de la poutre
- L: portée maximale des poutres principales (L= 435.02 cm)
- d: hauteur utile (d = 0.9xh)

$$\frac{435.02}{15} \leq h \leq \frac{435.02}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.50 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$12.15 \leq b \leq 28.35 \text{ avec } d = 40.5 \text{ donc on prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{45}{30} = 1.5 \leq 3 \text{ condition vérifiée}$$



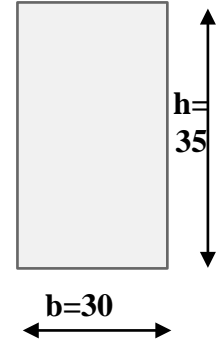
Vérification du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

II.4.2. Poutres secondaires

Ce sont des poutres qui sont perpendiculaires aux poutres principales, elles ont un rôle de chaînage.

- h : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale des poutres secondaires (L= 304.64cm)
- d : hauteur utile (d = 0.9xh)
- $\left\{ \begin{array}{l} \frac{304.64}{15} \leq h \leq \frac{304.63}{10} \Rightarrow 20.30 \leq h \leq 30.64 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 9.45 \leq b \leq 22.05 \text{ avec } d = 31.5 \text{ donc on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.14 \leq 3 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$
- **Vérification du RPA**
- $\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.14 < 4 \end{array} \right.$ Toutes les conditions sont vérifiées



II.5. Pré dimensionnement des Poteaux

Ce sont des éléments verticaux qui supportent les poutres principales et transmettent les efforts de la super structure à l’infrastructure.

La loi de dégression des surcharges :

On utilise la méthode de dégression des surcharge d’exploitation en fonction des nombre d’étage.

→Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d’exploitation relative aux planchers 1, 2,n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous étage (u)

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

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

Les résultats sont notés dans le tableau suivant

Tableau II-7 : Les charge d’exploitation

Niveau des Plancher	Σ Surcharges	Σ Surcharges (kN/m ²)
Terrasse	$\Sigma_0=Q_0$	1.00
5	$\Sigma_1= Q_0+Q_1$	2.50
4	$\Sigma_2= Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	3.85
3	$\Sigma_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
2	$\Sigma_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
1	$\Sigma_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
RDC	$\Sigma_6= Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75

La section affecte du poteaux le plus sollicité

$$S = \left(\frac{3.19+3.05}{2}\right) \times \left(\frac{3.48+4.35}{2}\right) = 12.21 \text{cm}^2$$

a. Détermination de Nu

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

Calcul de NG :

-La terrasse : $G = 5,58 \text{KN} / \text{m}^2$

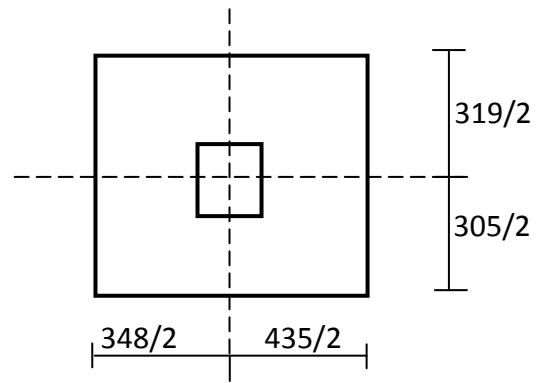


Figure II.3- La section le plus sollicité du poteau

$$N_{G_T} = S \times G = 5,58 \times 12,21 = 68,13 \text{KN}$$

-Etage et le RDC : $G = 5,04 \text{KN} / \text{m}^2$

$$N_{G_{E+RDC}} = 7 \times S \times G = 7 \times 5,04 \times 12,21 = 430,76 \text{KN}$$

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,1 \times (N_{G_T} + N_{G_{E+RDC}}) = 547,46 \text{ KN}$$

Calcul de NQ :

$$N_Q = S \times Q = 12,21 \times 7,75 = 94,62 \text{KN}$$

On majore les efforts de 10%

$$NQ = 1,1 \times 94,62 = 104,09 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } Nu = 1.35 \times 547,46 + 1.5 \times 104,09 = 895,20 \text{ KN}$$

b. Détermination de la section du poteau (axb)cm²

➤ **Calcul de a :**

- λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$).
- B : Surface de la section du béton ($B = axb$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i} \leq 50$$

$$\text{Avec } L_0 = 3,23 \text{ m}$$

$$B = b \cdot a$$

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

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

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

$$\left(\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} \leq 50 \right) \rightarrow \left(a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 15,64 \text{ cm} \right)$$

On prend : a=45cm

$$\left(\lambda = \frac{0,7L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{0,7(323)}{13} = 17,30 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \right)$$

➤ Calcul de b :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section de l'acier comprimée zone IIa : $A_s = 0.8\% \text{ Br}$
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = ((a-2) (b-2)) \text{ cm}^2$).

$$Br = (45-2) (b-2) = 43(b-2)$$

$$A_s = 0.344(b-2)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.39}{35} \right)^2} = 0,8$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$895.20 \leq 0.8 \times \left[\frac{43(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.344 \times (b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$895.20 \leq 0.8 \times 91.59 \times (b-2) \Rightarrow 895.20 \leq 73.20 \times (b-2)$$

$$\Leftrightarrow b-2 \geq 12.21 \Rightarrow b > 14,21 \text{ cm}$$

On prend $b = 45 \text{ cm}$ **Vérification des conditions du RPA 99 /V2003 :**

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) > 25\text{cm}; \text{Min}(45,40) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20}; \quad \text{Min}(45,40) = 40 > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad 0,25 < 1,125 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

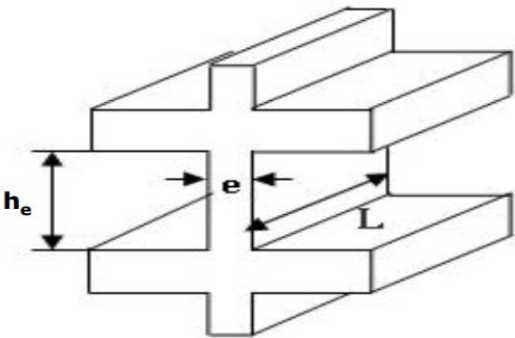
La section de poteau est de (45x45) cm²

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (RPA99 version 2003) sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : Longueur du voile, e : Epaisseur du voile

L'épaisseur des voiles (voiles périphériques ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/V 2003). D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémité



Notre bâtiment en R+6 nécessite des voiles de contreventement

Niveau RDC : $h_e = 323\text{cm}$

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{323}{22}; 15\right) \rightarrow e \geq \max(14,68\text{cm}; 15\text{cm}) \quad e = 20\text{cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15\text{cm} \end{cases}$$

Niveau étage $h_e = 323\text{ cm}$

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{323}{22}; 15\right) \rightarrow e \geq \max(14.67\text{cm}; 15\text{cm}) \quad e = 20\text{cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15\text{cm} \end{cases}$$

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$, donc $L = 80 \text{ cm}$

Niveau	Sections des poteaux (cm ²)	Sections des poutres principales (cm ²)	Sections des poutres secondaires (cm ²)	Epaisseur des voiles (cm ²)
RDC	45X45	30X35	30X40	20
1				
2				
3	40X40			
4				
5				
6				

Tableau II-8 :les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles

Chapitre III :

**Etudes des éléments
secondaires**

III.1 Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ses fonctions principales sont :

- Les résistances : supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation ; transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles).
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée un planchers à corps creux et dalle plein.

Le plancher a corps creux : est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourds en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposée suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

Après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

- 16 cm : Hauteur du corps creux
- 4 cm : Epaisseur de la dalle de compression

III.2 Dimensionnement des poutrelles :

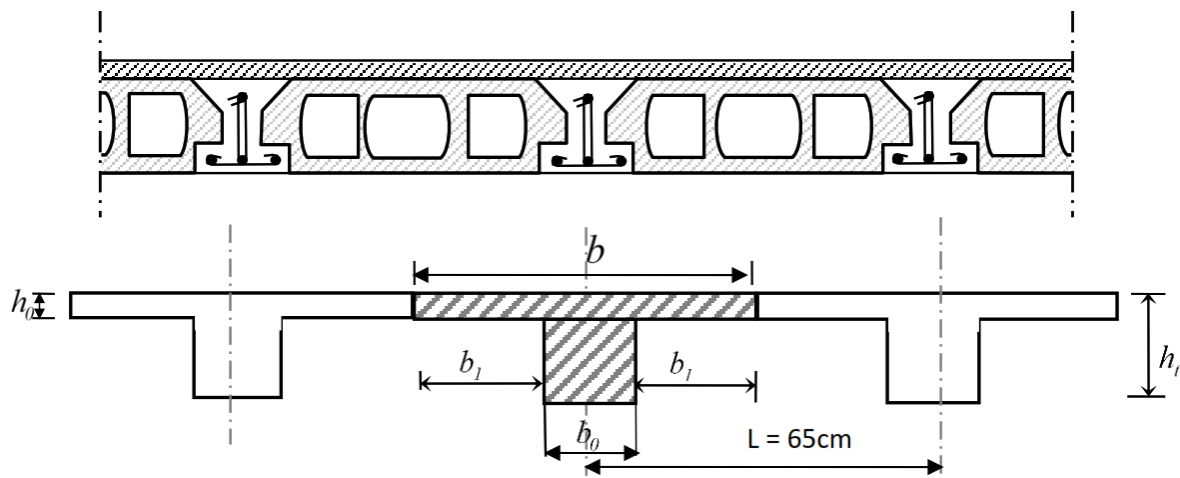


Figure III-1 : Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65cm

Hauteur de la nervure : $h_t = 20$ cm.

E'paisseur de la dalle de compression : $h_0 = 04$ cm

Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm

La longueur max : $L = 3,19$ m

Entre axes des poutrelles : $b = 2b_1 + b_0 = 65$ cm.

Calcul de la largeur (b) se fait à partir des conditions suivantes :

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

$$L = 3.95 \text{ m} \qquad L_1 = 65 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ B_1 = (b - b_0) / 2 \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} \min \\ \min \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L/10 \\ b_1 \leq 405/10 = 40.5 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$(1) B = 2 (26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

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

III.3 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91/99 propose une simplifiée dite méthode forfaitaire ; pour le calcul des moments cette méthode s’applique pour les conditions courantes.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire

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

- 1- La charge d’exploitation $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Les moments d’inertie des sections transversale sont les même dans les différents travées.
- 3- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25 ($0.8 \leq h_i / h_{i+1} \leq 1.25$).
- 4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul

les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissants isostatiques « M_0 » de la travée indépendante.

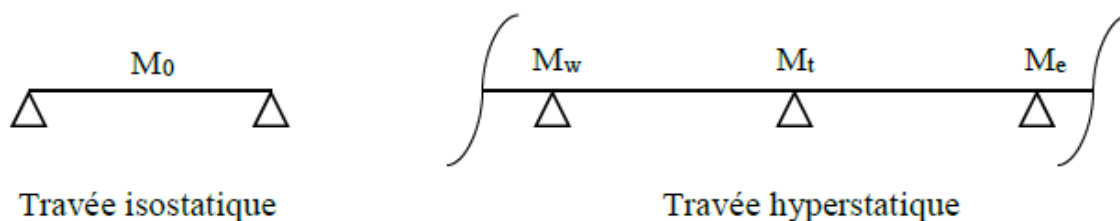


Figure III-2- Types de travées

Selon le BAEL 91/99, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max[1.5 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0/2 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0 / 2 \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

M_0 : moment maximale dans la travée indépendante

M_t : Moment maximale pour la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée.

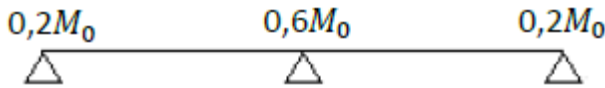
M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : $Q / (G + Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation.

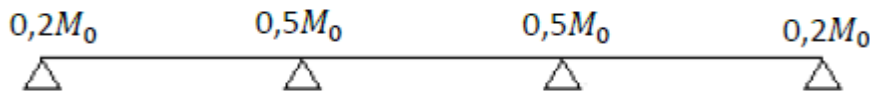
Valeurs des moments aux appuis :

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

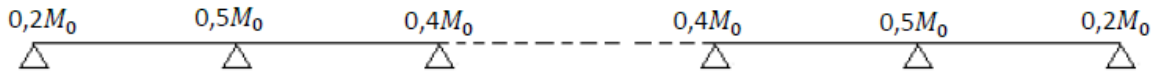
Cas de deux travées :



Cas de trois travées :



Cas de plus de trois travées :



Effort tranchant :

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.

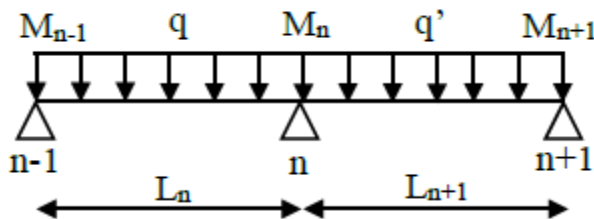
Le règlement BAEL 91/99 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

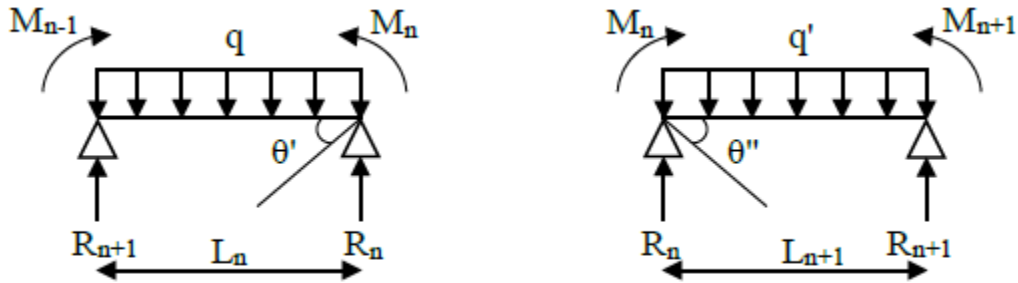
$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

Méthode des trois moments

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



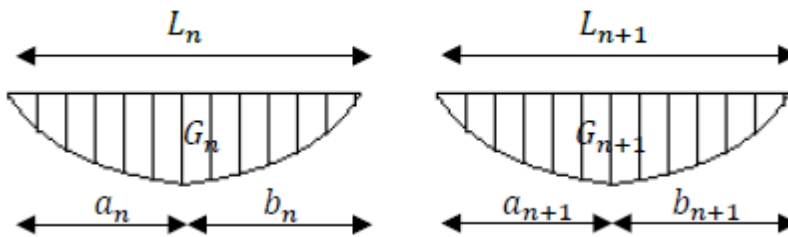
En isolant deux travées adjacentes de notre poutre qui sont chargées d'une manière quelconque, on a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire pas d'autres méthodes basées sur la déformation du système.



M_{n-1}, M_n, M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$

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



G_n et G_{n+1} : les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, a_{n+1}, b_n et b_{n+1} les longueurs de part et d'autre pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$Q' = Q_{(M_{n-1})} + Q_{(M_n)} + Q'_{(q)}$$

Selon le théorème des aires des moments on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_2}{L_n \times E_i} + \frac{M_{n-1} \times h_n}{bE_i} + \frac{M_n \times h_n}{3E_i}$$

$$\text{et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{h_{n+1} \times E_i} + \frac{M_n \times h_{n+1}}{3E_i} + \frac{M_{n+1} \times h_{n+1}}{bE_i}$$

$$\theta' = \theta'' \rightarrow (M_{n-1} \times h_n) + 2 M_n (h_n \times h_{n+1}) + (M_{n+1} \times h_{n-1})$$

$$= 6 \left[\frac{S_n \times a_2}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « Equation de clapeyron » le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Calcul des poutrelles :**Les combinaisons de charges :**

Les charges par mètre linéaire / ml

• **Plancher étage courant :**

$$G = 5.04 \times 0.65 = 3.27 \text{ kN/ml.} \quad Q_n = 1.35 G + 1.5 Q = 5.88 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ kN/ml} \quad Q_{\text{ser}} = G + Q = 4.24 \text{ KN/ml}$$

• **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5.58 \times 0.65 = 3.62 \text{ kN/ml.} \quad Q_n = 1.35 G + 1.5 Q = 5.87 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml} \quad Q_{\text{ser}} = G + Q = 4.27 \text{ kN/ml}$$

Vérification les conditions (d applications de la méthode forfaitaire) :

Plancher étage courant

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

$$G = 5.04 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.08 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifié.}$$

1- Poutrelle a inertie constante ($I = \text{etc.}$)Condition vérifié.

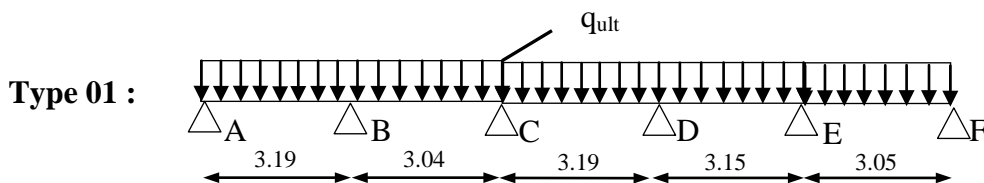
$$2- \frac{l_i}{l_{71}} \in [0.8; 1.25]; \frac{3.19}{3.15} = 1.01 \quad \text{Condition vérifié.}$$

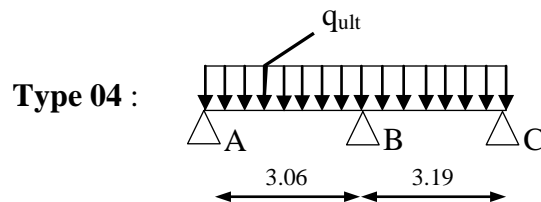
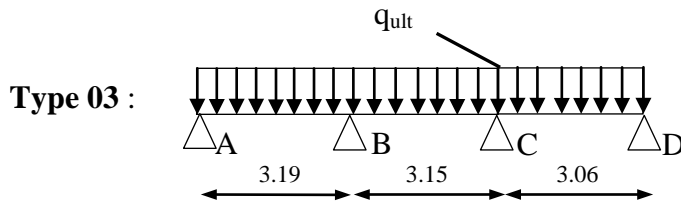
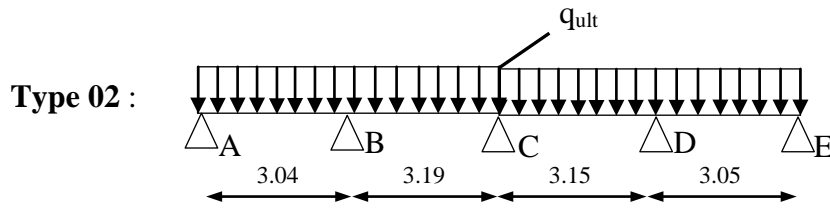
Fissuration peu préjudiciable :- Plancher du 1^{er} au 6^{ème} étage ; la fissuration est considéré comme non préjudiciable.

- Pour le plancher terrasse, la fissuration préjudiciable condition non vérifié.

Donc dans le cas du plancher terrasse-t-on applique la méthode de trois moments.

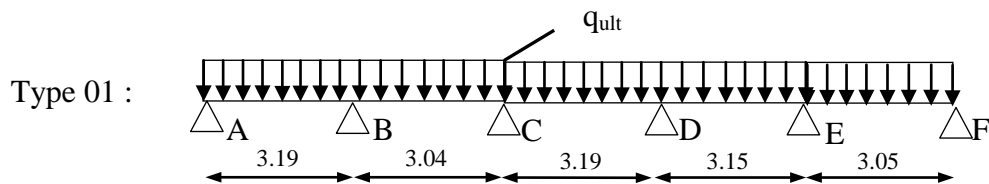
La méthode forfaitaire est applicable au plancher d'étage courant.

Les types des poutrelles



III.4 Calcul des sollicitations :

Exemple de calcul (plancher étage courant) :



- $qu = 5,88 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,88+1,5} = 0,22$
- $(1,2+0,3 \alpha) / 2 = 0,63$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha) / 2 = 0,53$ (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M0 ; (1 + 0,3\alpha)M0] - \left[\frac{Mw+Me}{2} \right] \\ \left[\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M0 ; (1 + 0,3\alpha)M0] - \left[\frac{Mw+Me}{2} \right] \\ \left[\frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M0 \end{cases}$$

Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = \frac{5.88 \times (3.19)^2}{8} = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{5.88 \times (3.04)^2}{8} = 6.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{5.88 \times (3.04)^2}{8} = 6.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{5.88 \times (3.19)^2}{8} = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{5.88 \times (3.05)^2}{8} = 6.83 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = 0.2 \times 7.47 = 1.49 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0.5 \times 7.47 = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = 0.4 \times 7.47 = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = 0.4 \times 7.47 = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \max(M_{0DE}; M_{0BF}) = 0.5 \times 7.29 = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.2 M_{0EF} = 0.2 \times 5.83 = 1.16 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$\text{Travée AB : } M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 7.47) - \frac{1.49 + 3.73}{2} = 4.80 \\ 0.63 \times 7.47 = 4.70 \end{array} \right\} = 4.80$$

On prend : $M_t = 4.80 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 6.79) - \frac{3.73 + 2.98}{2} = 3.33 \text{ KN.m} \\ 0.53 \times 6.79 = 3.59 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

On prend $M_t = 3.59 \text{ KN.m}$

Travée CD :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 7.47) - \frac{2.98 + 2.98}{2} = 4.93 \text{ KN.m} \\ 0.53 \times 7.47 = 3.95 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

On prend $M_t = 4.93 \text{ KN.m}$

Travée DE :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 7.29) - \frac{2.98 + 3.64}{2} = 4.41 \text{ KN.m} \\ 0.53 \times 7.29 = 3.86 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

On prend $M_t = 4.41 \text{ KN.m}$

Travée EF:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 6.83) - \frac{1.19 + 3.64}{2} = 4.82 \text{ KN.m} \\ 0.63 \times 6.29 = 1.30 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

On prend $M_t = 4.82 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

Travée (AB) :

$$T_w = \frac{1.49 - 4.73}{3.19} + \frac{5.88 \times 3.19}{2} = 8.36 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{1.49 - 4.73}{3.19} - \frac{5.88 \times 3.19}{2} = -10.39 \text{ KN}$$

Travée (BC) :

$$T_w = \frac{4.73 - 2.98}{2.85} + \frac{5.88 \times 3.04}{2} = 9.51 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{4.73 - 2.98}{2.85} - \frac{5.88 \times 3.04}{2} = -8.36 \text{ KN}$$

Travée (CD) :

$$T_w = \frac{2.98 - 2.98}{2.85} + \frac{5.88 \times 3.19}{2} = 9.37 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{2.98 - 2.98}{2.85} - \frac{5.88 \times 3.04}{2} = -9.37 \text{ KN}$$

Travée (DE) :

$$T_w = \frac{2.98 - 3.64}{2.85} + \frac{5.88 \times 3.15}{2} = 8.93 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{2.98 - 3.64}{2.85} - \frac{5.88 \times 3.15}{2} = -9.59 \text{ KN}$$

Travée (EF) :

$$T_w = \frac{3.64 - 1.36}{2.85} + \frac{5.88 \times 3.05}{2} = 9.70 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{3.64 - 1.36}{2.85} - \frac{5.88 \times 3.05}{2} = -8.21 \text{ KN}$$

Diagrammes des moments fléchissant et de l'effort tranchant

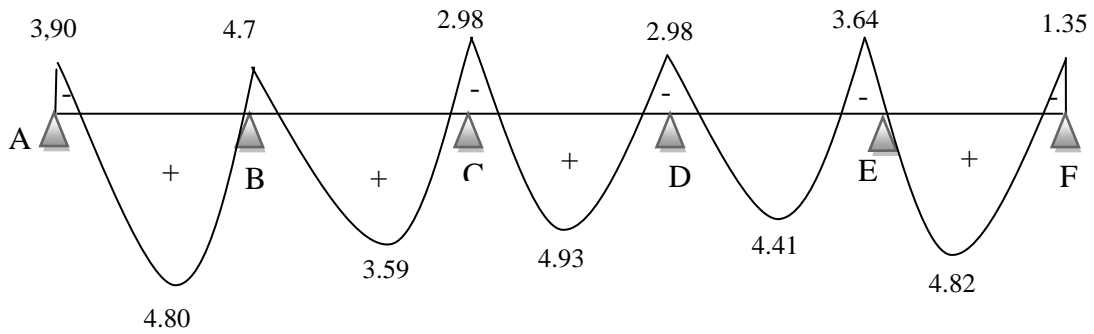


Figure. III.2. : Diagramme des moments (N.m)

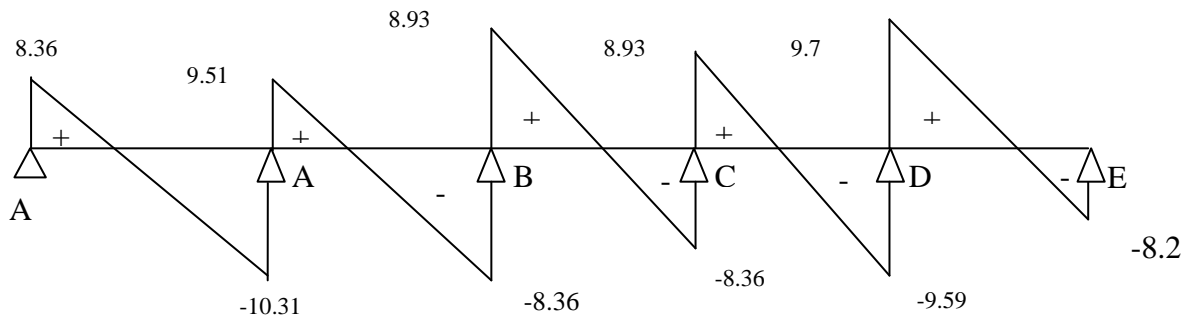


Figure III. 3 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau des résultats obtenus :

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (ELU+ELS)

Tableau III.1 : Récapitulatif des moments et efforts tranchants de la terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	E.L.U (kN.m)						E.L.S (kN.m)			
			M_0	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_0	M_t	M_w	M_e
1	AB	3.19	7.47	4.80	-1.5	-4.7	8.36	-10.4	5.39	5.76	-1.1	-2.7
	BC	3.15	7.29	3.86	-4.7	-3.6	9.60	-8.91	5.25	2.91	-2.7	-2.6
	CD	3.06	5.97	3.91	-3.6	-1.2	9.23	-8.91	4.3	2.86	-2.6	-0.9
2	AB	3.04	6.79	4.64	-1.4	-3.7	8.30	-9.8	4.89	3.40	-1	-2.7
	BC	3.19	7.47	4.59	-3.7	-2.9	9.52	-9.14	5.39	3.34	-2.7	-2.2
	CD	3.15	7.29	4.45	-2.9	-3.6	9.60	-9.49	5.25	3.22	-2.2	-2.6
	DE	2.85	5.97	3.91	-3.6	-1.2	7.51	-9.27	4.3	2.86	-2.6	-0.9
3	AB	3.19	7.47	4.80	-1.5	-4.7	8.36	-10.4	5.39	3.82	-1.08	-2.7
	BC	3.04	6.79	3.59	-4.7	-2.9	9.51	-8.36	4.89	2.87	-2.7	-2.2
	CD	3.19	7.47	4.93	-2.9	-2.9	9.37	-9.37	5.39	3.65	-2.2	-2.2
	DE	3.15	7.29	4.41	-2.9	-3.6	8.93	-9.59	5.29	2.80	2.2	-2.6
	EF	2.85	6.83	4.82	-3.6	-1.4	9.70	-8.2	4.90	3.38	-2.9	-0.9

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E. L. U \begin{cases} M_{tmax} = 4,93 \text{ KN. m} \\ M_{aintmax} = 4,73 \text{ KN. m} \\ M_{armaxx} = 1,49 \text{ KN. m} \end{cases} \quad E. L. S \begin{cases} M_{tmax} = 3,88 \text{ KN. mm} \\ M_{aintmax} = 2,69 \text{ KN. m} \\ M_{armaxx} = 10,8 \text{ KN. m} \end{cases}$$

III.5 Calcul de ferrailage des poutrelles (à L'E-L-U) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieurs et à tendre les fibres inférieurs de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul de ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

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

Donnée :

- Entre axes des parties : $b = 65$ cm.
- Largeur de la section : $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section : $h_t = 20$ cm.
- Epaisseur de la table de compression : $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9 h = 18$ cm

Et on a :

- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa.
- Contrainte du béton de compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Fissuration non préjudiciable (planchers courant).
- Fissuration préjudiciable (plancher terrasse).

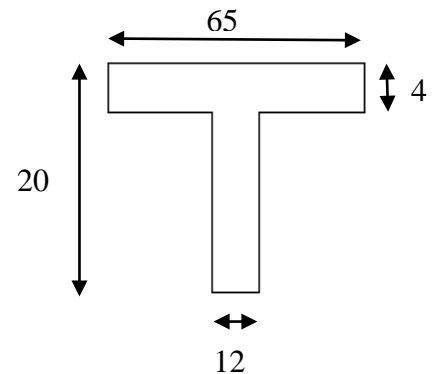


Figure III.4: section en T

Calcul des armatures longitudinales à (E-L-U) :

• En travée :

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

On calcule le moment équilibré par la table « M_t ».

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 10.17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_t = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 4.93 \text{ KN.m} < 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\text{Soumis à } M_{tmax} = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 h = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{4.93 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 65} = 0.016 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow B = 0.992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{4.93 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left[b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right] + \left[b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2} \right) \right]}{[b + h_0] + [b_0 \times (h_t - h_0)]}$$

$$V_2 = \frac{\left[65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right] + \left[12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right]}{[65 + 4] + [12 \times (20 - 4)]}$$

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

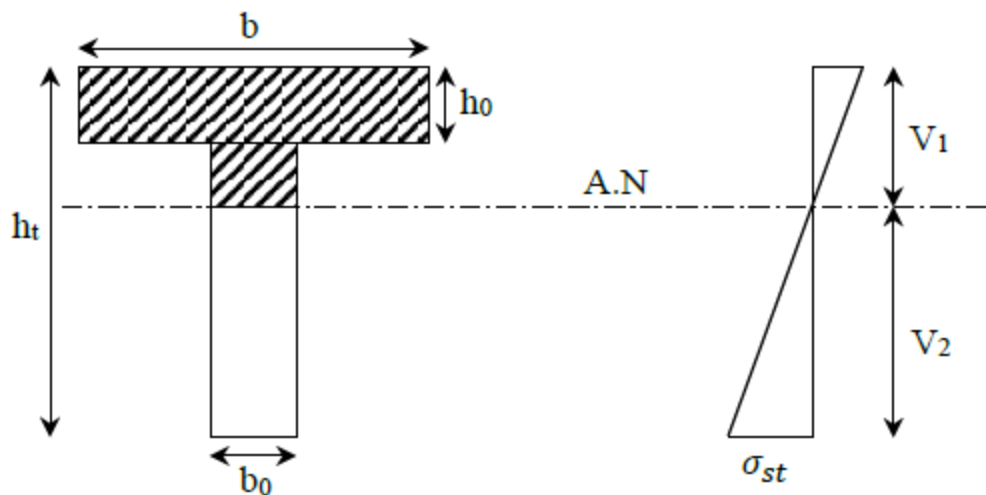


Figure III. 5 : Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_3^1 - [(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3]}{3} + \frac{b_0(h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times (6.24)^3 - [(65 - 12) \times (6.24_1 - 4)^3]}{3} + \frac{12(20 - 6.24)^3}{3}$$

$$I = 5065.8 + 10421.14 = 15486.94 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = \frac{32522.57}{89100} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.365 \text{ cm}^2$... condition non vérifié.

On prend : 3T10 = 2.36 cm²

- **Sur appui intermédiaire (armature supérieure)**

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

$$\mu = \frac{M_{\text{int}}}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{4.73 \times 10^3}{14 \times (18)^2 \times 12} = 0.085 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow B = 0.955$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{B d \sigma_s} = \frac{4.73 \times 10^3}{0.955 \times 18 \times 348} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section Té) :

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0.21 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\text{cal}} = 0.76 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié.}$

On prend $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **sur appui de rive :**

$$\mu = \frac{M_{\text{arive}}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{1.49 \times 10^3}{14 \times 18 \times 348} = 0.027 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0437 \rightarrow B = 0.978$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{\text{arive}}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{2.41 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Te)

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0.21 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\text{cal}} = 0.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition non vérifié.}$

On prend : $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$

On prend : $2T10$ (1T10 filante+1T10chapeau) $A = 1.57 \text{ cm}^2$

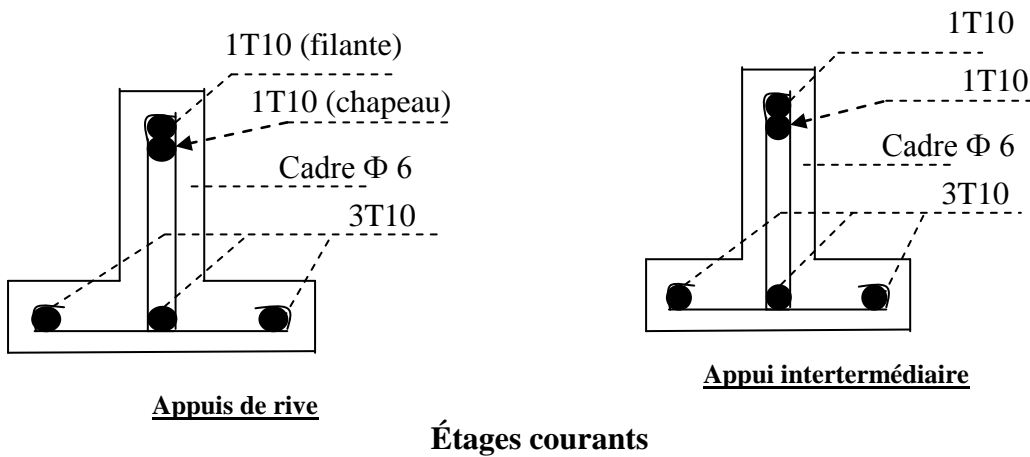


Figure III.6: Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

-Vérification des contraintes à l'E.L.S

En travée :

Puisque la fissuration est peu préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'E-L-S sera simplifiée comme suite :

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

$$\gamma = \frac{4.93}{3.88} = 1.27$$

$$\alpha \leq \frac{1.27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

$$\alpha = 0.020 \leq 0.435 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.49}{1.08} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.043 \leq 0.435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 19.44 \text{KN}$.

$$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{10.99 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.50 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\tau_U = \min\left(\frac{0.2c_{28}}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3. \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.75\text{MPa} < \tau_U = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Calcul les armateurs transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_2\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16.20 \text{ cm}$$

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

D'après le RPA 99 (version 2003)

Espacement dans zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(12 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

En espacement dans la zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$(S_t \leq 15\phi_l) \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}\right) \rightarrow \left(\frac{20}{319} = 0.062 > 0.044\right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}}\right) \rightarrow \left(\frac{20}{319} = 0.046 < \frac{3.88}{15 \times 4.93} = 0.052\right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}\right) \rightarrow \left(\frac{2.36}{12 \times 18}\right) = 0.01 > 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Plancher Terrasse :

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment

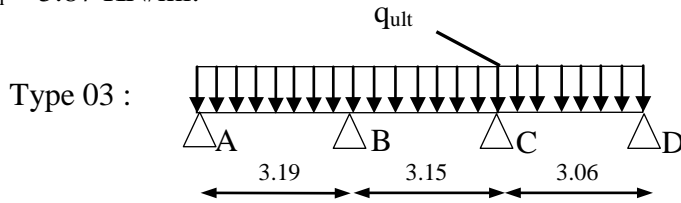
Méthode de calcul :

Vu que la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiées c.-à-d. la fissuration est préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis « la méthode des trois moments ».

Exemple de calcul :

Type 02 :

$q_n = 5.87 \text{ KN/ml}$.



En isole les deux premières travées adjacentes AB et BC

Travée AB :

$$M_{0AB} = \frac{qp^2}{8} = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$A_n = B_n = \frac{L_n}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = 14.01 \text{ m}^2$$

Travée BC :

$$M_{0BC} = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = 1.59 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = 15.86 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_a = -0.2 M_{0BC} = -1.37 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0.2 M_{0bc} = -1.49$$

$$3.06M_a + 2(3.06 + 3.19)M_b + 3.19 M_c + 6 \left[(14.01 \times \frac{1.53}{3.06}) \right] + (15.86 \times \frac{1.59}{3.19}) = 0$$

$$12.5 M_b + 3.19M_c + 85.36 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$12.5 M_b = -80.52$$

$$M_b = -6.44 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} M_{0AB} = 2.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} M_{0BC} = 3.49 \text{ KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } T_w = \frac{M_a + M_b}{2} + \frac{Q_n L}{2} = \frac{-1.37 + 6.44}{3.06} + 5.87 \times \frac{3.06}{2} = 10.63 \text{ KN.m}$$

$$T_e = \frac{M_a + M_b}{2} - \frac{Q_n L}{2} = \frac{-1.37 + (8.83)}{3.90} - 5.87 \times \frac{3.06}{2} = -7.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } T_w = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -10.91 \text{ KN}$$

Tableau III.2 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de la terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	E.L.U (kN.m)						E.L.S (kN.m)			
			M_0	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_0	M_t	M_w	M_e
1	AB	3.06	6.87	2.96	-1.37	-6.44	10.63	-7.32	4.9	2.15	1	4.68
	BC	3.19	7.46	3.49	-6.44	-1.49	7.81	-10.9	5.3	2.55	4.68	1.08
2	AB	3.06	6.82	3.38	-1.36	-5.52	10.31	-7.58	4.9	2.49	-1	-3.94
	BC	3.15	7.28	1.56	-5.52	-5.91	9.36	9.12	5.3	1.26	-3.94	-4.08
	CD	3.19	7.46	3.76	-5.91	-1.49	7.97	10.74	5.4	2.49	-4.08	-1.08
3	AB	3.06	6.87	1.95	-1.36	-8.37	11.25	-6.65	4.9	1.63	-1	-5.6
	BC	3.15	7.28	0.43	-8.37	-5.33	8.28	-10.2	5.3	0.34	-5.6	-4.19
	CD	3.19	7.46	1.60	-5.33	-6.38	9.69	-9.03	5.4	0.4	-4.19	-6.0
	DE	3.04	6.82	2.89	-6.38	-1.4	7.28	10.56	4.8	1.23	-6.0	-1.4
4	AB	3.06	6.87	3.42	-1	-5.44	10.28	-7.61	4.9	2.47	-1.08	2.69
	BC	3.15	7.28	1.73	-5.44	-5.66	9.31	8.34		1.55	2.69	2.2
	CD	3.19	7.46	3.42	-5.66	-2.41	8.34	-10.38		2.06	2.2	2.2
	DE	3.06	6.87	2.48	-2.41	-6.18	10.21	-7.44		3.17	2.2	2.64
	EF	3.19	7.46	5.51	-6.18	-1.49	9.07	-9.64		4.65	2.64	0.948

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E. L. U} \begin{cases} M_{t\max} = 3.76 \text{ KN.m} \\ M_{\text{aintmax}} = 1.49 \text{ KN.m} \\ M_{\text{armaxx}} = 5.91 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{E. L. S} \begin{cases} M_{t\max} = 2.49 \text{ KN.m} \\ M_{\text{aintmax}} = 1.08 \text{ KN.m} \\ M_{\text{armaxx}} = 4.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6 Calcul du ferrailage des poutrelles (à L'E-L-U) :

Les moments max en travées tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre

L'effort de traction. Pour le calcul de ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en « T » dont les dimensions sont données comme

Donnée :

- Entre axes des poutrelle : $b = 65$ cm.
- Largeur de la section : $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section : $h_t = 20$ cm.

- Epaisseur de la table de compression : $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile: $d = 0.9 h = 18$ cm

Et on a :

- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa.
- Contrainte du compression de béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Fissuration non préjudiciable (étage courant).
- Fissuration préjudiciable (plancher terrasse).

Calcul des armatures longitudinales à (E-L-U) :

• En travée :

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

On calcule le moment équilibré par la table « M_t ».

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 10.17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_t = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 3.76 \text{ KN.m} < 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\text{Soumis à } M_{tmax} = 3.76 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 h = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3.76 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 65} = 0.012 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.012 \rightarrow B = 0.994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{3.76 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Tê)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

V_1, V_2 et I déjà calculé.

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = 15486.94 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{cal} = 1.6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.365 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : 3T10 = 2.36 cm²

- **Sur l'appui intermédiaire (armature supérieure) :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12 × 120) cm²

$$\mu = \frac{5.91 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.107 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.107 \rightarrow B = 0.943$$

$$A_{cal} = \frac{5.91 \times 10^3}{0.911 \times 18 \times 348} = 1 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section Tê)**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{cal} = 1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) = 1.57 cm²

- **Sur appui de rive :**

$$\mu = \frac{1.49 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.027 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.027 \rightarrow B = 0.9785$$

$$A_{cal} = \frac{1.49 \times 10^3}{0.9785 \times 18 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité.**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 0.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$ condition non vérifié.

On prend $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10(filante) + 1T10 (chapeau) = 1.01 cm^2 .

III.7-Vérification des contraintes à l'E.L.S

En travée :

Puisque la fissuration est préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'E-L-S sera simplifiée comme suite :

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

$$\gamma = \frac{3.76}{2.49} = 1.51$$

$$\alpha \leq \frac{1.5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5$$

$\alpha = 0.015 \leq 0.5$ condition vérifié

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.49}{1.08} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$\alpha = 0.034 \leq 0.435$ condition vérifié

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 19.44 \text{ kN}$.

$$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{10.99 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.50 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\tau_U = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3. \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0.75 \text{ MPa} < \tau_U = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Calcul les armateurs transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_2\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16.20 \text{ cm}$$

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

D'après le RPA 99 (version 2003)

Espacement dans zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(12 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

En espacement dans la zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$(S_t \leq 15\phi_l) \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Verification de la fleche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}\right) \rightarrow \left(\frac{20}{319} = 0.06 > 0.04\right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}}\right) \rightarrow \left(\frac{20}{319} = 0.06 > \frac{2.49}{15 \times 5.43} = 0.03\right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}\right) \rightarrow \left(\frac{2.36}{12 \times 18}\right) = 0.01 > 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

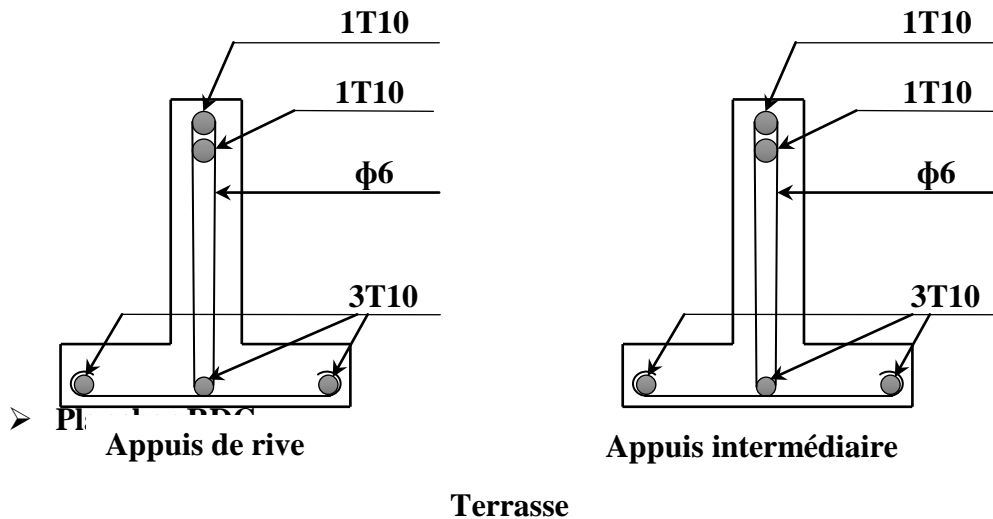


Figure III.7: Dessin de ferrailage de poutrelle (terrasse).

Tableau III.3 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de RDC

Type	Travée	L (m)	E.L.U (kN.m)						E.L.S (kN.m)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
1	AB	3.19	10.60	7.42	-2.12	-5.3	15.66	-17.65	7.46	5.29	-1.49	-3.73
	BC	3.15	10.34	6.82	-5.3	-5.17	13.16	-13.07	7.28	4.03	-3.73	-3.64
	CD	3.05	8.46	5.58	-5.17	-4.23	12.2	-11.07	6.87	3.89	-3.64	-1.19
2	AB	3.04	9.62	6.58	-1.92	-5.3	11.36	-13.95	6.78	4.64	-1.35	-3.73
	BC	3.19	10.60	6.46	-5.3	-4.24	13.61	-12.95	7.46	4.55	-3.73	-2.98
	CD	3.15	10.34	6.25	-4.24	-5.17	12.82	-13.41	7.28	4.40	-2.98	-3.64
	DE	3.05	9.74	6.76	-5.17	-1.94	13.80	-11.68	6.87	4.84	-3.64	-1.37
3	AB	3.19	10.60	7.52	-2.12	-5.30	12.2	-14.28	7.46	5.29	-1.49	-3.73
	BC	3.04	9.62	5.42	-5.30	-4.24	13.01	-12.31	6.78	3.96	-3.73	-2.71
	CD	3.19	10.60	6.99	-4.24	-4.24	13.28	-13.28	7.46	4.03	-2.71	-2.91
	DE	3.15	10.34	6.25	-4.24	-5.17	12.99	-13.51	7.28	4.44	-2.91	-3.64
	EF	3.05	9.74	6.76	-5.17	-1.94	13.80	-11.68	6.78	4.69	-3.64	-1.35

III.8-Calcul de la dalle pleine :

-Chargement :

$$L_x = 2.49m \quad \text{et} \quad L_y = 4.40 m \quad \text{et} \quad h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 7.38KN / m^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.5KN / m^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.21KN / m^2,$$

$$\text{- Sollicitations : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.49}{4.40} = 0.56 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens Lx et Ly

-Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = 6.71 \text{ KN/m}$$

$$M_{0y} = 1.65 \text{ KN/m}$$

-Les moments retenus sont :

a) En travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 5.70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 1.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Sur appuis (rive) :

$$M_{ax} = 0,40M_{0x} = 2.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.9 -Calcul du ferrailage de la dalle :

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

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée :

a-1) Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 5.70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.70 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0.0124 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0.9315$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.70 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0.915 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T12 p.m. 4.52cm²/m**, avec un espacement de 25cm.

a-2) Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 1.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.40 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,9985$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.40 \times 10^3}{0,9985 \times 18 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T10p.m. soit 2.01 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = 2.68 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,969$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.68 \times 10^3}{0,9965 \times 18 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

Condition de non fragilité

Puisque $h_0 = 20 \text{ cm}$ et $\alpha = 0,56$ on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0,12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

b) Sens L_x

$$A_x = 6.16 \text{ cm}^2 \geq A_{xmin} = A_{ymin} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1.11 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \text{ Condition vérifiée}$$

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10.8 \times 2,10}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adpt} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

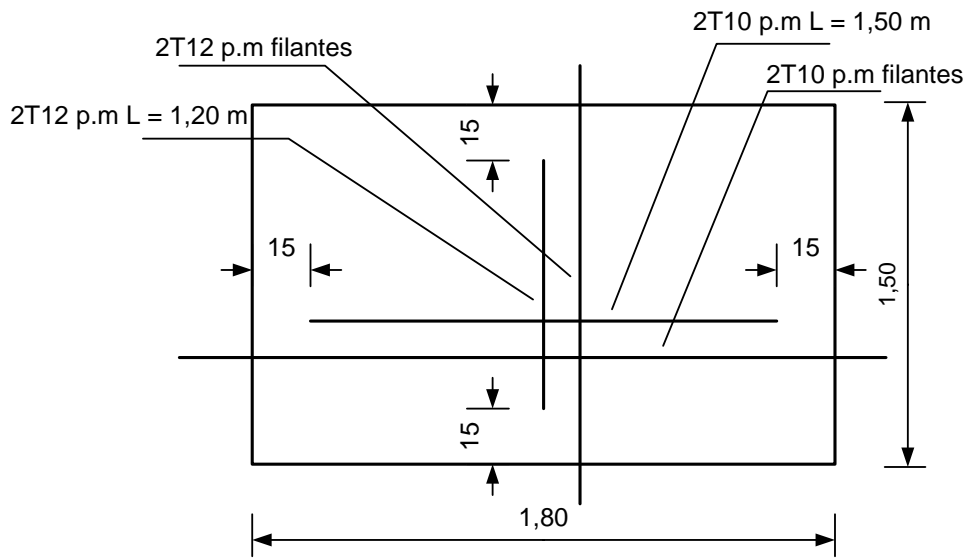


Figure III.8 ferrailage (en travée)

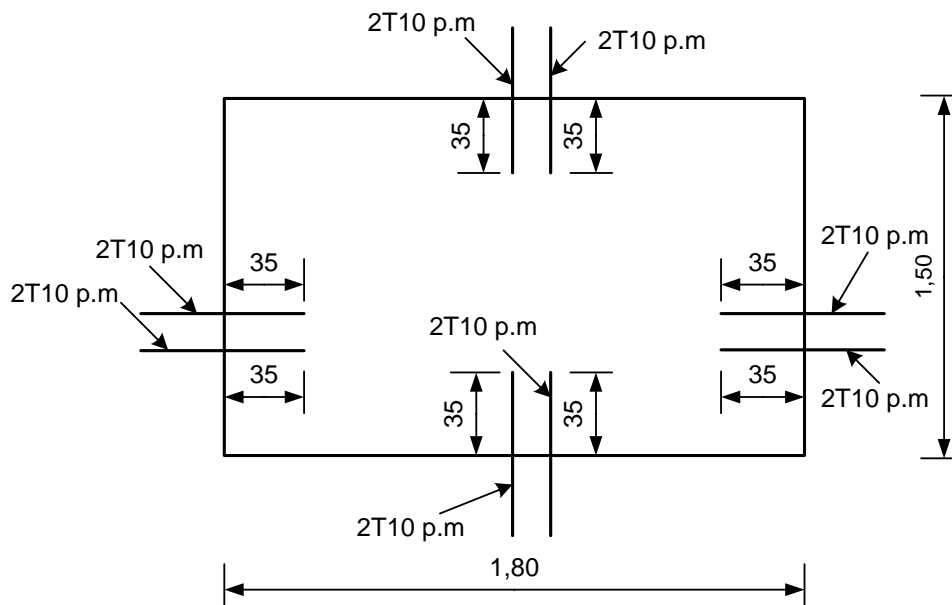


Figure III.9 ferrailage (sur appuis)

Chapitre IV:
Etudes des éléments *non*
structuraux

IV.1. Acrotère

IV.1.1 Définition :

L'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades. Il forme un rebord suffisamment haut ou s'équipe d'un garde-corps, dans le cas d'une terrasse accessible. Il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

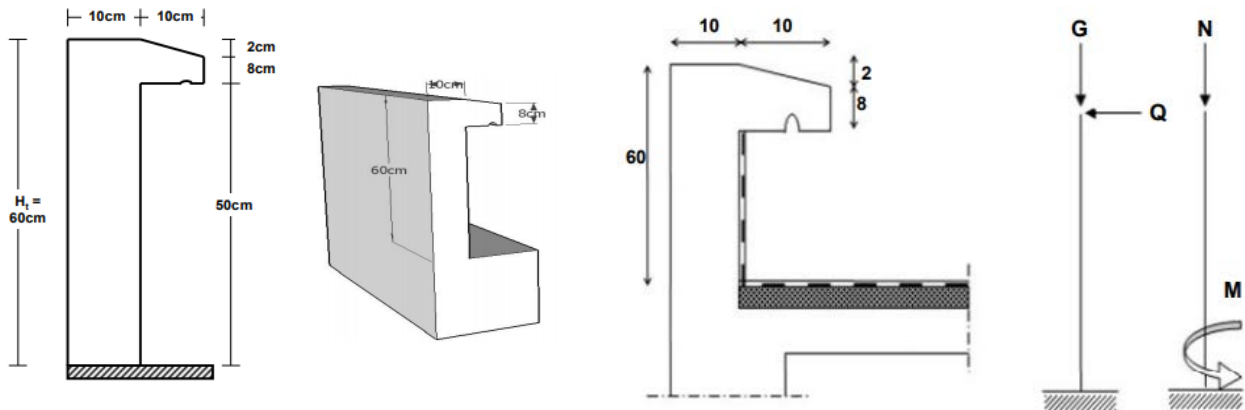


Figure: IV.1 Acrotère

IV.1.2. Calcul des sollicitations

Le poids propre

$$S = \left[0.6 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right] = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = S \gamma_{BA} = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ ml}$$

➤ Charge aux états limites

-E.L. U :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bonde de 1m de longueur.

$$\begin{cases} N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.72 = 2.33 \text{ kN/m} \\ M_U = 1.5Qh = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m} \\ T_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN} \end{cases}$$

-E.L. S :

$$\begin{cases} N_S = G = 1.72 \text{ kN/m} \\ M_S = Qh = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m} \\ T_S = Q = 1 = 1 \text{ kN} \end{cases}$$

Enrobage :

Vu que la fissuration est peu préjudiciable, on prend $C=C'=2\text{cm}$.

Excentricité

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_U} = \frac{0.9}{2.33} = 0.39 \text{ m} \\ \frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.39 \text{ m} \end{cases}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.3 Calcul du ferrailage (ELU)

- **Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_U = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2.33 \left[0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$(d - C')N_U - M_U \leq (0.337h - (0.81C')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - C')N_U - M_U = ((0.09 - 0.02) \times 2.33) - 0.97 = -0.8 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} (0.337h - (0.81C')) f_{bc} \times b \times h &= ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02)) 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 \\ &= 24.79 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$-0.81 < 24.79 \text{ kN.m};$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m : $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

IV 1.4 :Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Avec $d = 0.9 \times h$

$$M_U = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \beta = 0.956$$

- **Calcul de la section d'armatures en**

- **Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0.956 \times 9} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Flexion composée**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0.32 - \frac{2.33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle**

• **Les armatures principales**

$$N_{ser} = N_G = 1.72 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60}{1.72} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{S \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 4.05}{35 - 1.665} \times 0.23$$

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

-On adopte **5φ6p. m; $A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$** ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte : $A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit: 5φ6p. m

IV.1.5 Les vérifications

• **Vérification des contraintes (E.L.S)**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.72 \times \left(0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.65 \text{ kN.m}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21.15y - 190.35 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4.a.c \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 196.26 \Rightarrow y_1 = -2.17 \text{ et } y_2 = 1.75$$

On prend : $y = 1.75 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^2 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1.75^3}{3} + (15 \times 1.41 \times (9 - 1.75)^2) = 1290.34 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290.34} \times 1.75 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}**

$$\sigma_{st} = f_e: \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290.34} \times (9 - 1.75) = 54.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.78 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \rightarrow T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ kN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \left(\frac{f_{c28}}{b} \right); 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

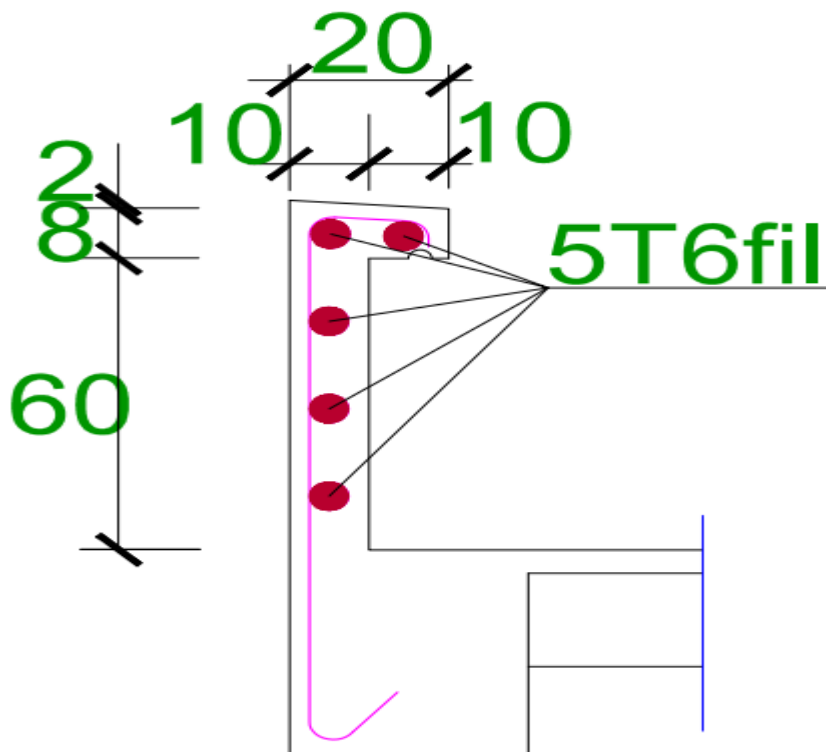


Figure . IV.2: Schéma de ferrailages de l'acrotère

IV.2 Balcon :**IV.2.1 Introduction :**

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

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

On a un seul type de balcon.

L'épaisseur de ses dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe feu en donc on adoptée=15cm.

Type des balcon :

Il existe 2 type de balcon

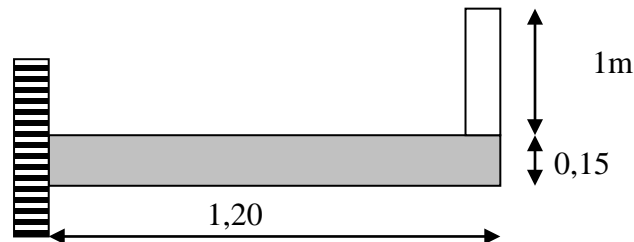
1^{er} type

Figure IV.3 : Schéma représentatif de balcon

IV.2.2 : Descente des charges :

Tableau IV.1 : Descente de charge (Balcon).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (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
Total				5.27

Poids propre : $G = 5.27 \text{ kN/m}^2$

Surcharge: $Q = 3 \text{ kN/m}^2$

Charge par ml:

$Q_u = 1.35 + 1.5 Q = 11.61 \text{ KN/ml}$.

$Q_{ser} = G + Q = 8.27 \text{ KN/m}$

Calcul de la charge concentrée :

Poids propre du mur en brique perforées :

$P = \gamma_b \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0.1 \times 1 \times 1 = 0.9$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$P_{ex} = 0.18 \times 2 \times 1 \times 1 = 0.36 \text{ KN}$.

$P_{int} = 0.18 \times 1.5 \times 1.2 \times 1 = 0.27 \text{ KN}$.

$P_{tot} = 1.53 \text{ KN}$.

$P_n = 1.35 P = 2.06 \text{ KN}$.

$P_{ser} = 1.53 \text{ KN}$.

IV.2.3 Ferrailage (E.L.U) :

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales :

$$M_{max} = -\frac{Q_n l^2}{2} - P_n \cdot l = -10.83 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$T_{max} = Q_n \cdot l + P_n = 15.99 \text{ KN}.$$

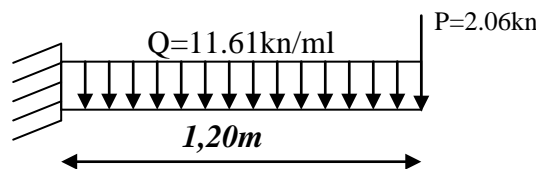


Figure IV.4 : Schémas statique du balcon

$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$$\tau = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.83 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.041 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$\tau = 0.041 \rightarrow \beta = 0.978$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{10.83 \times 10^3}{0.978 \times 13.5 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12/ml

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33 \text{ cm}$

$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33 \text{ cm}$ 4Ø8

IV.2.4 Vérification :

a/ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

b/ contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15.99 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.118 \text{ MPa}.$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$: fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0.118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

c/ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \tau} = \frac{15.99 \times 10}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 4.52 \times 10^2} = 0.72 \text{ MPa}.$$

Avec :

n : nombre d'armature longitudinale tendues ; $n = 4$

τ : Périmètre d'armature tendue.

μ : 3.14 cm^2 ; tirée du tableau.

$$\tau_{se} = \varphi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

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

$\varphi_s = 1 \rightarrow$ pour les aciers lisses.

$\varphi_s = 1.5 \rightarrow$ pour les aciers HA

$\tau_{se} = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

La vérification des contraintes à L'E.L.S

$$M_{ser} = \frac{-Q_{ser} \times l^2}{2} - P_{ser} = -7.48 \text{ KN.m}$$

a/ Détermination de la position de l'axe neutre :

$b/2 y^2 - 15 A_s (d-y) = 50y^2 + 47.10 y - 365.85 = 0$

$y = 3.12 \text{ cm}$.

b/ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{y^3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3.12)^3}{3} + [15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.12)^2] = 8317.44 \text{ cm}^4$$

c/ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8.27 \times 10^3}{8317.44} \times 3.12 = 3.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d/ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{8.27 \times 10^3}{8317.44} (13.5 - 3.12) = 211.5 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 211.5 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \right) \rightarrow \left(\frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \right) \rightarrow \left(\frac{4.52}{100 \times 13.5} \right) = 0.003 > 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

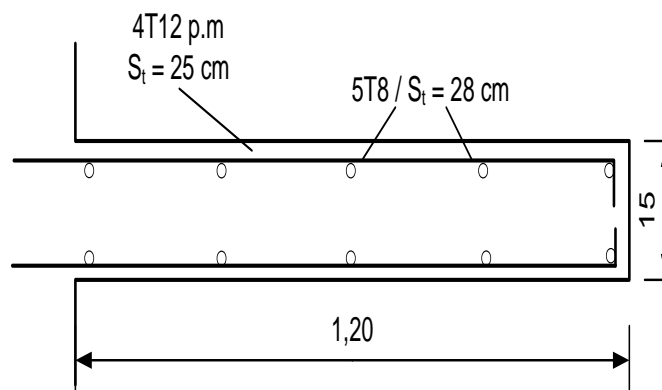


Figure IV. 5 Ferrailage de balcon

2^{ème} type

$L_x=100\text{cm}$ $L_y=269.97\text{cm}$

- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{269.97} = 0.34 < 0.4$$

Donc la dalle travaille à un seul sens

Poids propre $G= 5,34 \text{ KN/m}^2$

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

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,61 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge concentrée

$$P_{tot} = 1.83 \text{ KN.}$$

$$P_n = 2.47 P = 2.06 \text{ KN.}$$

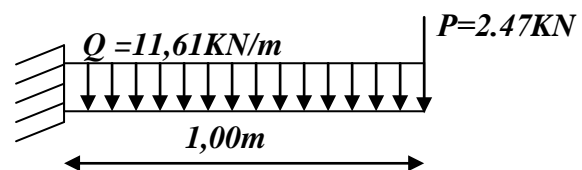
$$P_{ser} = 1,83 \text{ KN.}$$

Calcul du moment Max et l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -8,27 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u.l + P_u = 14,08 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 14,4 \text{ cm}$$



Ferraillage :

Tableau IV.2 : Ferraillage de balcon

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s / 4	A _{adop} (cm ² /ml)
8,27	0,032	0.983	0.0	1,79	4T12 Pm A _s =4.52 St =25cm	0,78 cm ²	4T8 A _s =2.08 st=25 cm

Vérification :

a/ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée.})$$

b/ contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{14,08 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.010 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}): \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.010 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

c/ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \tau} = \frac{14,08 \times 10}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 4.52 \times 10^2} = 0,64 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \varphi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification des contraintes à L'E.L.S

$$M_{ser} = \frac{-Q_{ser} \times l^2}{2} - P_{ser} = -5,96 \text{ KN.m}$$

a/ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d-y) = 50y^2 + 47.10 y - 365.85 = 0$$

$$y = 3.12 \text{ cm.}$$

b/ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{y} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 6087.14 \text{ cm}^4$$

c/ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,97 \times 10^3}{6087.14} \times 3.12 = 3,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d/ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{5.99 \times 10^3}{6087.14} (13.5 - 3.12) = 153,12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 153,21 \text{ MPA} > \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$\left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}\right) \rightarrow \left(\frac{13,5}{100} = 0,135 > 0,0625\right) \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$\left(\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}\right) \rightarrow \left(\frac{4,52}{100 \times 13,5}\right) = 0,003 > 0,0105 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

IV-3-Ascenseur :

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

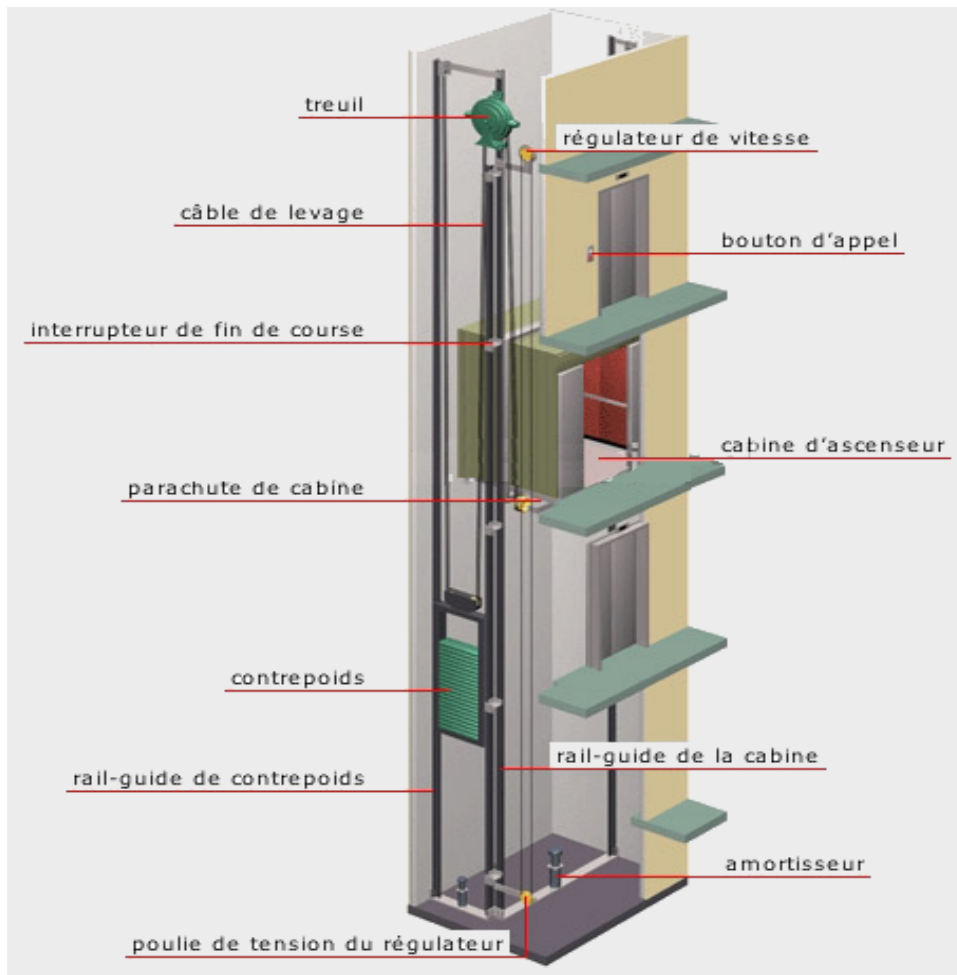


Figure IV. 6: Schéma d'un ascenseur

IV. 3.1.Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

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

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

IV. 3.2.-Etude de la dalle 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 :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

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 de la cabine : 1,30 m

Profondeur de la cabine : 1,50 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2 m

La hauteur de la course : 22,61 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 1,50) \times 2,20 = 9,9 \text{ m}^2$,

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm.

Tableau .IV.3 : Poids mort de l'ascenseur

N°	Désignation	Surface(m ²)	Charges(kg)
1	Poids de la cabine	S=(2x1,3+1,30) x2, 20=8,58	M ₁ =11,5x8,58x1,30=128.27
2	Poids de plancher	S=1,8x1,5=2.70	M ₂ = 70x2.70= 189
3	Poids du toit	S=1,8x1,5=2.70	M ₃ = 20x 2.70 = 54
4	Poids l'arcade		M ₄ =60+(60x1,3) = 164
5	Poids de parachute		M ₅ = 100
6	Poids des accessoires		M ₆ = 80
7	Poidsdes poulies de moulage		M ₇ = 2 x 30 = 60
8	Poids de la porte de cabine	S=2x0,80=1,6	M ₈ =80+ (1,60x25) =120

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 895,27 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 895,27 + \frac{600}{2} = 1195.27 \text{ kg}$

IV. 3.2 :Calcul de la charge total q_u

a) Calcul de la charge de rupture

la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 12 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40.

$$\frac{D}{d} = 40 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 13$;

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

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

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 13 \times (600 + 895,27) = 19438.51 \text{ kg}$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{19438.51}{0,85} = 2286.8 \text{ kg}$$

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

Avec :

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

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,5$ m et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{19438.51}{8152 \times 2} = 1,19$$

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

b) Calcul des poids des câbles

$$M_g = M_l \times n \times C$$

Avec :

M_l : La masse linéaire du câble, $M_l = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

C : Longueur du câble, $C = 22,94 \text{ m}$

$$M_g = M_l \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,61 = 23,75 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 600 + 895,27 + 23,75 = 1519,02 \text{ kg}$$

c) Vérification de C_r

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{22858,8}{1519,02} = 15,04 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul de la charge permanente total G

$$\text{On a : } P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 895,27 + 1195,27 + 1200 + 23,75 = 3314,29 \text{ kg}$$

$$Q = 600 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5374,29 \text{ kg}$$

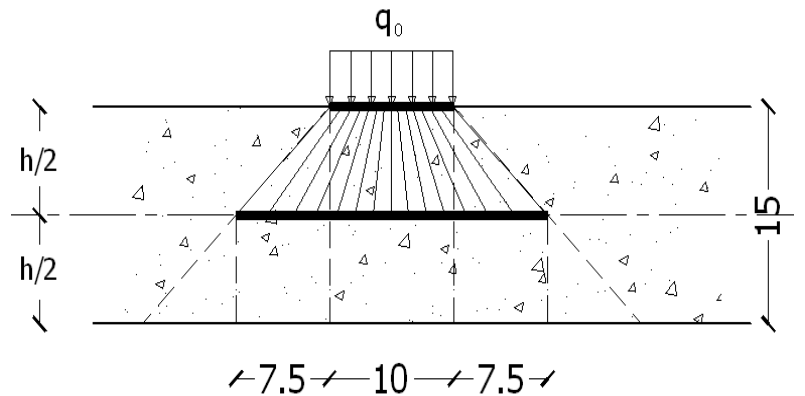
$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3914,29 \text{ kg}$$

. 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 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 4936,36 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5374,29}{4} = 1343,57 \text{ kg/ m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A5.2,42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :



$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à l'E.L.U

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

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

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

$$\mu_c = 2(U + V)$$

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

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

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1343,57 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement

III.5.2.2. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

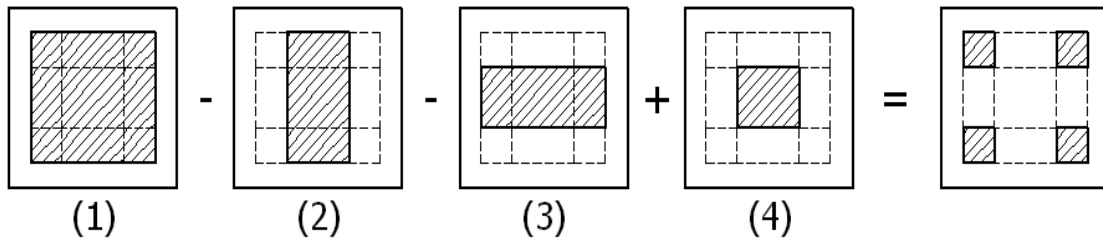


Figure V.7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles

1) Rectangle (1)

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2)

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4)

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

IV. 3.3. Calcul des moments suivant les deux directions

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUT.

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

ν : le coefficient de Poisson,

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

$$M_x = M_1 \times P$$

$$M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S$$

M_1, M_2 : tiré à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques (A.4) suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

P' : la charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25×25) cm^2

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,66	0,66	0,089	0,050	1,20	21497,12	25796,5	2295,28	1289,8
2	0,33	0,66	0,122	0,069	0,60	21497,12	12898,27	1573,58	898,98
3	0,66	0,38	0,108	0,086	0,70	21497,12	15047,9	1625,17	1294,1
4	0,33	0,38	0,152	0,011	0,35	21497,12	7523,9	1143,6	805,05

Tableau .IV.4: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1243,57}{0,25^2} = 21497,12 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,50 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$ $\rho = 0,83$

***Les moments dus aux charges concentrées**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 240,73 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 89,24 \text{ kg, m}$$

***Moments dus aux charges réparties**

a) Chargement

$$L_x = 1,50 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 1,5 \times 1,8 \times 2500 = 1012,5 \text{ kg}$$

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

$$\text{E.L.U: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1516,87 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S } q_{ser} = 1112,5 \text{ kg}$$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{180} = 0,83 > 0.4$$

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

$$\alpha = 0,83 \rightarrow \mu_x = 0,0531 \text{ et } \mu_y = 0,649$$

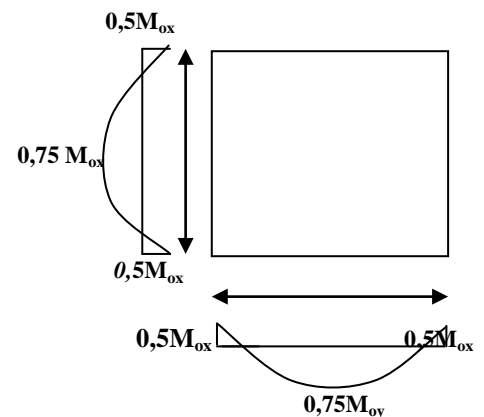


Figure :III.24 :Moments de la dalle

Donc : $M_{x2} = 0,0531 \times 1516,87 \times 1,5^2 = 181,20 \text{ kg.m}$

$M_{y2} = 0,649 \times 181,20 = 117,59 \text{ kg.m}$

C) Les moments appliqués à la dalle

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 240,73 + 181,2 = 421,93 \text{ kg.m}$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 117,59 + 89,29 = 206,83 \text{ kg.m}$

Les moments retenus sont

a) En travée

$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 316,44 \text{ kg.m}$

$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 155,12 \text{ kg.m}$

b) Sur appuis

$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 210,96 \text{ kg.m}$

IV. 3.4 : Calcul du ferrailage de la dalle

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

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée

a-1) Sens L_x

Le moment ultime :

$M_{tx} = 316,44 \text{ kg.m} = 3164,4 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3164,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3164,4}{0,994 \times 13,5 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-2) Sens L_y

Le moment ultime :

$M_{ty} = 155,12 \text{ kg.m} = 1551,2 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1551,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1551,2}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 210,96 \text{ kg.m} = 2109,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2109,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2109,6}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,88$, on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,67 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,8}{2} \right) = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

Sens L_x

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis

$$\begin{cases} A_a = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures transversales

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ tot}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} ; \text{Sens } L_y$$

V_{x1} et V_{y1} : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

V_{x2} et V_{y2} : sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées

Calcul de V_{x1} et V_{y1} :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_{x1} = 1516,87 \times 10^{-2} \times \frac{1,50}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 8,04 \text{ KN}$$

$$V_{y1} = 1516,87 \times 10^{-2} \times \frac{1,5}{3} = 7,58 \text{ kN}$$

On calcul V_{x2} et V_{y2}

$$V_{x2} = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1343,57 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 17,91 \text{ kN}$$

$$V_{y2} = \frac{P_0}{3u} = \frac{1343,57 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 17,91 \text{ kN}$$

Donc :

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} = 6,24 + 17,91 = 25,94 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 7,58 + 17,91 = 25,49 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\max} = \max(V_X; V_Y) = 25,94 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{25,94 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,192 \text{ MPa}$$

15 cm \leq h₀ = 15 cm \leq 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

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

IV. 3.5 : Vérifications

Vérification à l'E.L. S

Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)p_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)p_{\text{ser}} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$p_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S' = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} \times S$$

$$q_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{3914,29}{4} = 978,57 \text{ kg}$$

$$p'_{\text{ser}} = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{978,57}{0,25^2} = 15657,16 \text{ kg / m}^2$$

$$p_{\text{ser}} = 15657,16 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,50 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$ $\rho = 0,83 \text{ m}$

Tableau .IV.5: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M_x (Kg,m)	M_y (Kg,m)
1	0,66	0,66	0,089	0,050	1,20	15657,16	18788,5	1860,06	1273,86
2	0,33	0,66	0,122	0,069	0,60	15657,16	9394,29	1275,7	877,42
3	0,66	0,38	0,108	0,086	0,70	15657,16	10960,01	1372,19	1179,27
4	0,33	0,38	0,152	0,107	0,35	15657,16	5480,00	950,23	752,95

Moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 162,4 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 29,9 \text{ kg, m}$$

-Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$\text{E.L.S } q_{\text{ser}} = 1112,5 \text{ kg}$$

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

$$\alpha = 0,83 > 0,4$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow \mu_x = 0,053 \text{ et } \mu_y = 0,649$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 132,91 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yr} = 86,25 \text{ kg. m}$$

-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 162,4 + 132,91 = 295,31 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 29,9 + 86,25 = 116,15 \text{ kg. m}$$

-Les moments retenus

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 221,48 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 87,11 \text{ kg. m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 147,65 \text{ kg.m}$$

-Vérification des contraintes dans le béton

- En travée

Suivant Lx

$$M_{tx} = 221,48 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2214,8}{6087,13} \times 3,13 = 1,13 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,13 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant Ly

$$M_{ty} = 87,11 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{871,1}{6087,13} \times 3,13 = 0,44 \text{ MPa}$$

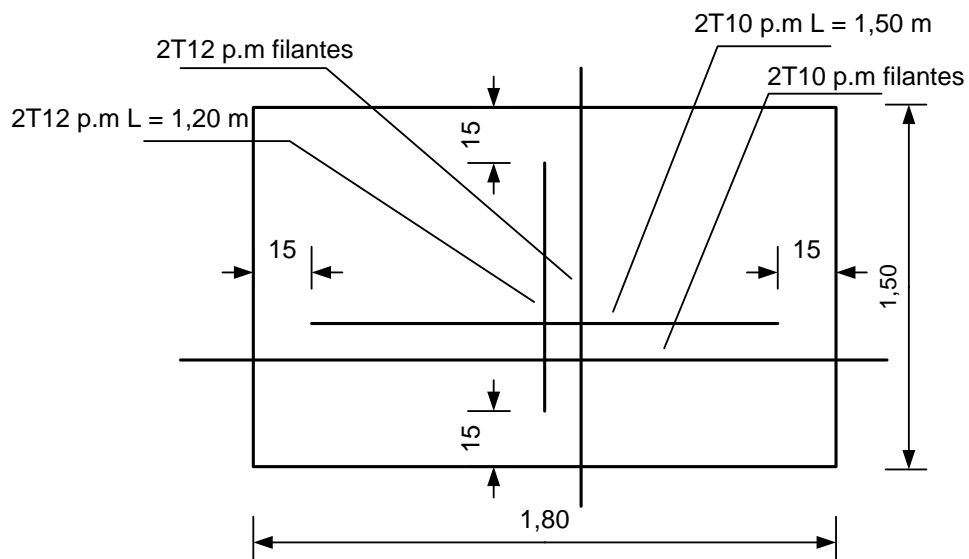


Figure V.8 Ferrailage (en travée)

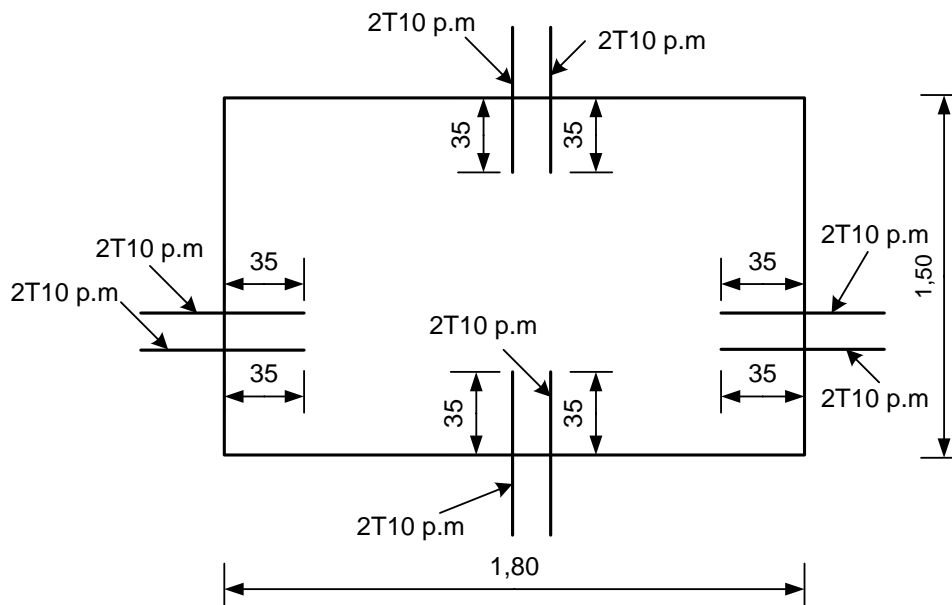


Figure IV.9 Ferrailage (sur appuis)

IV.4. Escalier

L'escalier est un Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

- **L'emmarchement E**: largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La hauteur de marche h** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron g** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La contremarche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **La marche** : surface plane horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La Paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches d'un escalier.
- **Le palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.

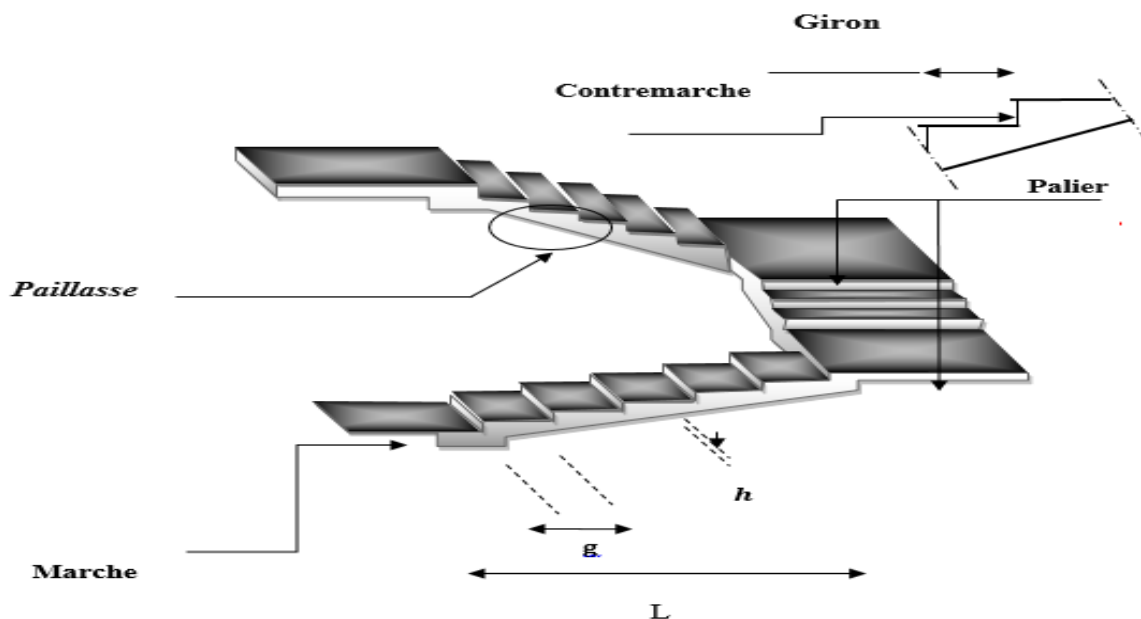


Figure V.10: Schéma d'escalier

Dans ce projet on a 2 types d'escaliers :

Type : Etude d'un escalier à deux volées

a. Dimensionnement des marches et contre marches :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$59 \leq 2.h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 2.h + g = 64 \text{ cm}$$

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n} \Rightarrow mn^2 - (2.H + L + m). n + 2.H$$

La solution de l'équation est : $n = 6$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 5$ (nombre de marche)

$$h = 17 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm } L = 150 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

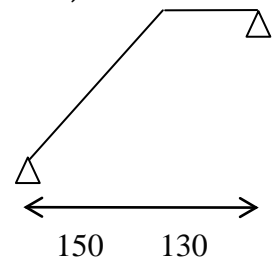
$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Epaisseur de la paille : e_v

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow 5.74 \leq e_v \leq 8.62 \Rightarrow \text{on prendre } e_v = 12 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier : e_p

$$e_p = \frac{e_p}{\cos \alpha} \Rightarrow e_p = 14 \Rightarrow e_p = 14 \text{ cm}$$



IV.4 1. Descente des charges

Tableau IV.6 : Descente de charges de la paille

N°	Désignation	Ep(cm)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ex0,20x h/g	2	0,20	0,23
5	Mortier de ciment vertical ex0,20x h/g	2	0,20	0,23
6	Poids propre des marches $h_{eq} \times \gamma_b \times /2$	-	22,00	1.87
7	Poids propre de la paille $e_v \times \gamma_{ba} / \cos \alpha$	12	25	3.4
8	Enduit en plâtre $e \times 0,1 / \cos \alpha$	2	0,1	0,22
			Q = 2,5 KN/m²	G= 7.11 KN/m²

Sollicitation aux Etats limites

$$-q_u = (1,35. G + 1,5. Q) \times 1 \text{ ml} = 13.34 \text{ KN/m}$$

$$-q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 9.61 \text{ KN/m}$$

Tableau IV.7 : Descente des charges du palier

N=0	Désignation	Ep(cm)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Poids propre du palier $\gamma_{ba} \times e_p$	14	25,00	3.5
5	Enduit en plâtre	2	0,10	0,2
			Q = 2,5 KN/m ²	G = 4.86KN/m ²

Sollicitation aux Etats limites :

- $q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1ml = 10.31 \text{ KN/m}$
- $q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = 7.36 \text{ kN/m}$

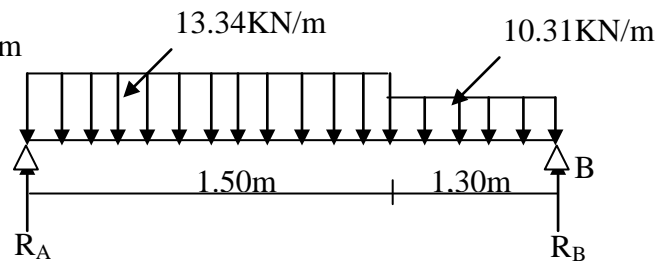


Figure V.11: Schéma statique de l'escalier

III.4.2. Déterminations des moment et des efforts tranchants

On utilise la méthode de R.D.M

$$\sum F/y = 0 \quad R_A + R_B = 10.31 \times 1.3 + 13.34 \times 2.10$$

$$R_A + R_B = 33.41 \text{ KN} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_A \times 2.80 - 10.34 \frac{(1.50)^2}{2} - 13.34 \times 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 1.3 \right) = 0$$

$$R_B = 17.77 \text{ KN} \text{ et } R_A = 15.63 \text{ KN}$$

Calcul du Moment

Méthode des sections:

Section1-1: $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$.

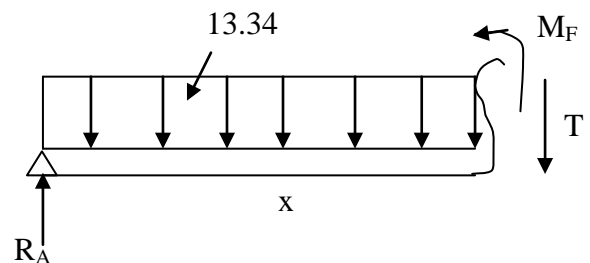


Figure V.12 : Schéma de la coupe1-1

$$M_f(x) = R_A x - 13.34 \frac{(x)^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - 13.34x$$

Pour $x=0$ $\begin{cases} M(0) = 0 \\ T(0) = 17.77kN \end{cases}$

Pour $x=1.5$ $\begin{cases} M(1.5) = 11.64 kN.m \\ T(1.5) = -2.24kN \end{cases}$

Section 2-2 $1.5m \leq x \leq 2.80m$

$$M_f(x) = R_A x - 13.34(x - \frac{1.5}{2}) 1.5 - 10.31 \frac{(x-1.5)^2}{2}$$

$$T(x) = R_A 1.5 - 13.34(1.5) - 10.31(x-1.5)$$

Pour $x=1.5m$ $\begin{cases} M(1.50) = 11.64KN.m \\ T(1.50) = -2.24kN \end{cases}$

Pour $x=2,8$ $\begin{cases} M(2.80) = 0KN.M \\ T(2.80) = -15.64 kN \end{cases}$

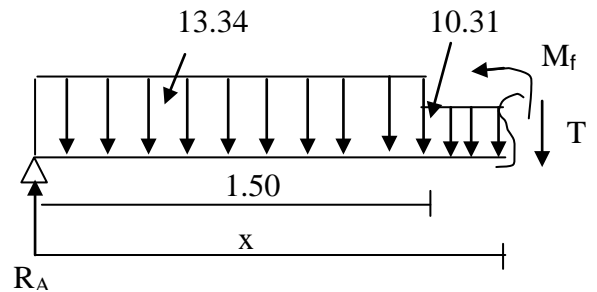
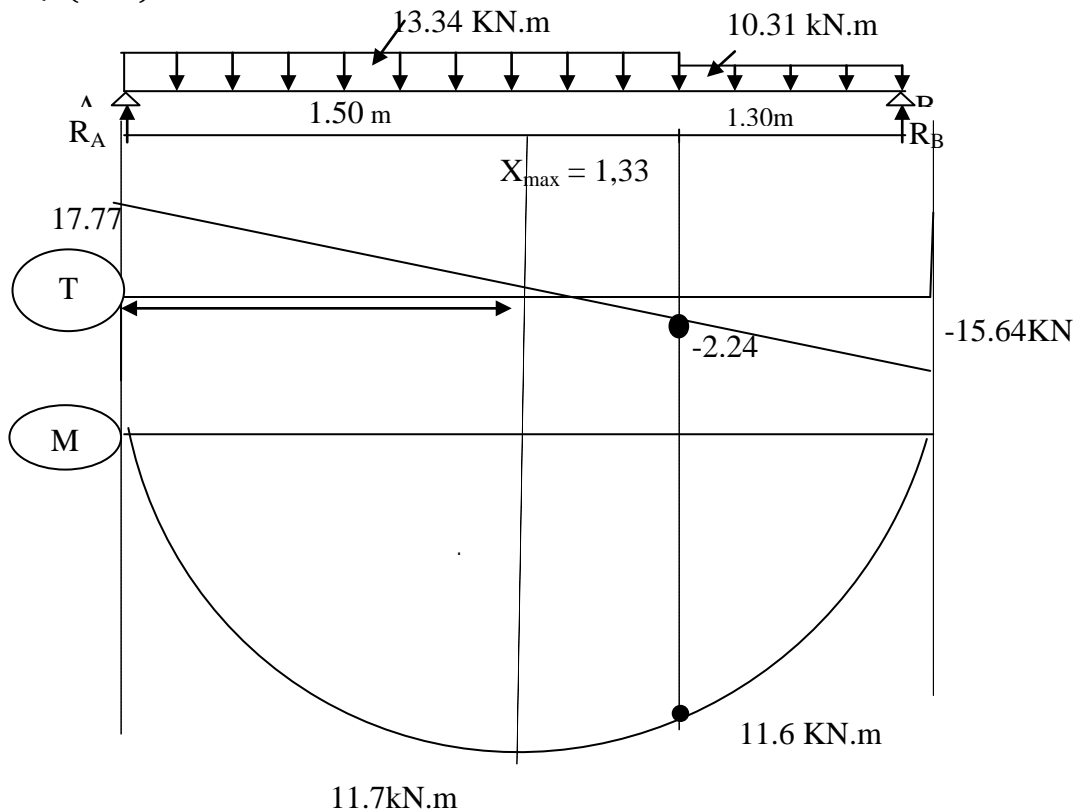


Figure III.13 : Schéma de la coupe 2-2



IV.4 2. Détermination du Ferrailage

$$M_o = M_{max} = 11,70kN.m$$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_o = 9.94 \text{ kN.m}$

Moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_o = 4.68 \text{ kN.m}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m

En travée (paillasse) : (100x12) cm²

$M_t = 9.94 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{9.94 \cdot 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0.038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.94 \cdot 10^3}{0,981 \times 10.8 \times 348} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte pour **5T12 p.m**: $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte pour **4T10 p.m** $A = 3,14 \text{ cm}^2$ $St = 25 \text{ cm}$

Sur appuis (palier) : (100x14) cm²

$M_a = 4.68 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 14 = 12.6 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{4.68 \cdot 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0.028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.68 \cdot 10^3}{0,986 \times 12.6 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T12** : $A = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte pour } \mathbf{4T8} : A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.4.3 Les vérifications

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié.}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L. S**

$M_{0\text{ser}} = 7.47 \text{ kN.m}$; de la RDM

$$M_{\text{tser}} = 0,85 \times M_{0\text{ser}} = 6.34 \text{ kN.m} \Rightarrow A_s = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{aser}} = 0,4 \times M_{0\text{ser}} = 2.98 \text{ kN.m} \Rightarrow A_s = 1,34 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \quad \text{avec : } T = 15.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.64 \times 10^3}{100 \times 13,5} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 < 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

$$M_{\text{tser}} = 6.34 \text{ KN.m} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \Rightarrow y = 3.51 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 5545.82 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{6.34 \times 10^3}{5545.82} \times 3.51 = 4.01 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$M_{\text{aser}} = 2.98 \text{ KN.m}, A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 5545.82\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.98 \times 10^3}{5545.82} \times 3.51 = 1.88\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.88\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3-vérification de La flèche:

$$\frac{H}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{0,12}{3,5} = 0,034 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 10.8} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0052 \leq 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

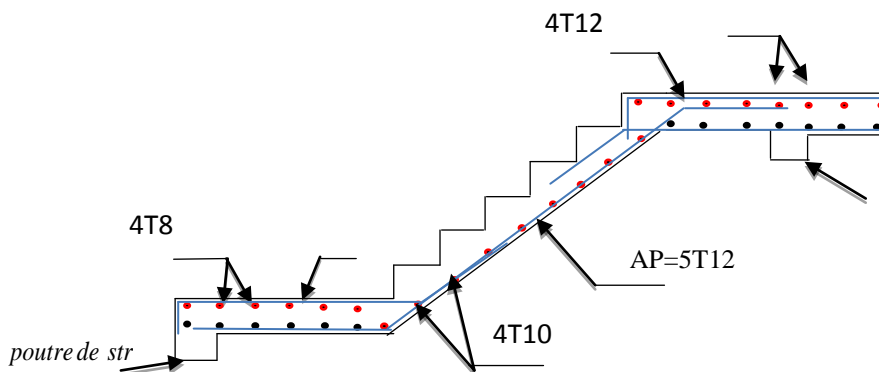


Figure V.14 ferrailage l'escalier

4) calcul de 2^{eme} type d'escalier

Calcul du nombre de marches :

Le nombre de contre marche est n=6

Le nombre des marches est (n-1) = 5marche

Avec $g = 1 / (n-1) = 120 / 4 = 30 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'inégalité est vérifiée, on a 4 marches avec g=30cm et h=17cm.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

:Epaisseur de la paillasse : e_v

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow 5.74 \leq e_v \leq 8.62 \Rightarrow \text{on prendre} = 12 \text{cm}$$

Epaisseur du palier : e_p

$$e_p = \frac{e_p}{\cos \alpha} \Rightarrow e_p = 14 \Rightarrow e_p = 14 \text{cm}$$

Les charges :

a) Paillasse	b) Palier :
Charge permanente : G=7.11KN/m²	Charge permanente : G=4,86KN/m²
-Surcharge : Q=2,5KN/m²	-Surcharge : Q=2,5KN/m²

Sollicitation aux Etats limites :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1 \text{ml} = 13.34 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1 \text{ml} = 9.61 \text{ kN/m}$$

. Déterminations du moment et l'effort tranchant

On utilise la méthode de R.D.M

$$\sum F/y = 0 \quad R_A + R_B = 10.31 \times 1.3 + 13.34 \times 2.10$$

$$R_A + R_B = 41.41 \text{KN} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_A \times 3.4 - 13.34 \frac{(2,1)^2}{2} - 10,31 \times 1,3 \left(\frac{1,30}{2} + 2.1 \right) = 0$$

$$R_A = 19.53 \text{KN} \text{ et } R_B = 21.87 \text{ KN}$$

En utiliser la méthode de rdm pour obstiner :

$$M_{\text{max}} = 18.75 \text{KN.m}$$

$$M_T = 16.04 \text{KN.m}$$

$$M_a = 7.54 \text{KN.m}$$

Tableau IV.8 :Ferrailage de escalier sur appui et en travée

Caractéristique	htravée=12cm happui=14cm	b=100cm	Fe=400	σ_s =400Mpa	Dtravée=0,9.h=12cm Dappui= 0,9.h=14cm		
	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{ad}(cm)$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	16.04	0.097	0.948	4.50	5.65	1.41	2.01
Appuis	7.54	0.034	0.983	1.74	4.52	1.13	2.01

1-Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1.6cm^2$	$A=4.52cm^2$ $A > A_{min}$ Vérifiée
justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{19.53}{100 \times 10.8} \times 10 = 0.18Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa)=3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée

2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

Mtser=10.71 ; As=5.65cm²/ml

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 448.4y - 41.52 = 0 \Rightarrow y = 2.60cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 4075.62\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.71 \times 10^3}{4075.62} \times 2.60 = 6.83\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c_{28}} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.83\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$M_{ser} = 5,04\text{KN.m}, A_s = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 4075.62\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.04 \times 10^3}{4075.62} \times 2.60 = 3.21\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c_{28}} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.21\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-vérification de La flèche:

$$\square \quad \frac{1}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{0,12}{3,5} = 0,034 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 10.8} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0052 \leq 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre V :

Etude Sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leur appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend

essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

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.2- Présentation du logiciel ETABS V9.6 :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus, par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte

implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.3. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99/V2003 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté à Oran donc en Zone IIA.
- Notre bâtiment est à usage Multiple donc classé dans le Groupe d'usage 2.

Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S3.

V.5. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

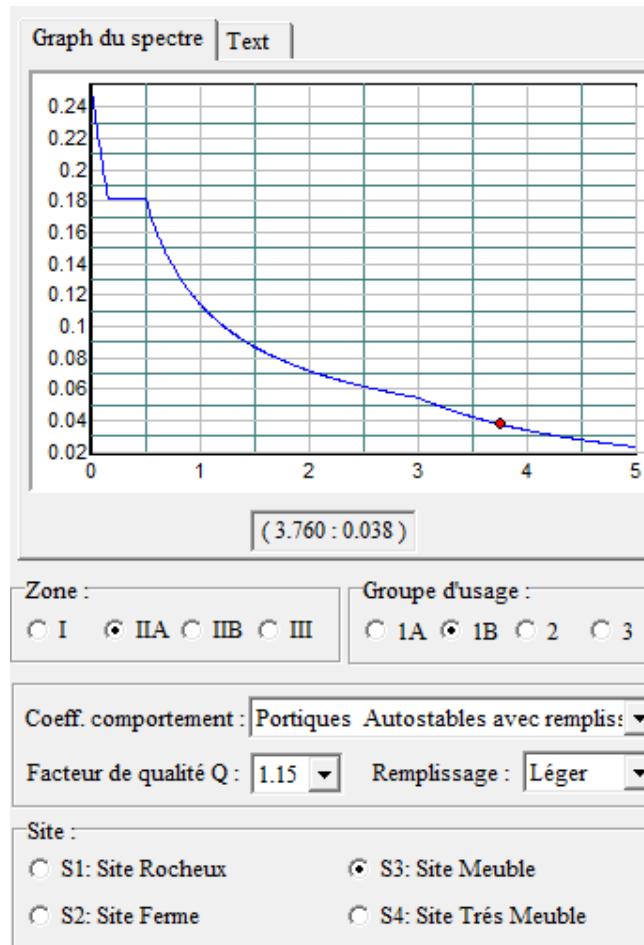


Figure . V.1: Courbe de spectre de réponse.

$$\frac{\delta a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots Si 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots Si T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots Si T_2 < T < 3,0 \text{ sec} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots Si T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

- η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)
- R : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)

- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (tableau 4.7)
- **Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Remplissage	Portique		Voiles ou mur
	Béton	Acier	Béton arme/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.1 : Pourcentage d'amortissement critique « ξ »

ξ : il est donné par le tableau 4.2 du R.P.A 2003 $\xi=6\%$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.935$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

	Critère	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement		0	0.05
2. Redondance en plan		0	0.05
3. Régularité en plan		0	0.05
4. Régularité en élévation		0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0	0.10

Tableau V.2: Facteur de qualité

$$Q = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1.15$$

(**T₁** ; **T₂**) : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (**Tableau 4.7**)

Sens	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (Sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (Sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Tableau V.3 : Valeurs de T1 et T2

On a un sol meuble site 3 donc : T₁=0.15 sec et T₂=0.5sec

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq 0,38 \leq 0,53 \text{ Et } \rightarrow D = 2,33$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données comme suite :

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V.4 : Coefficient d'accélération de zone A

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

✓ Donc : A=0.15

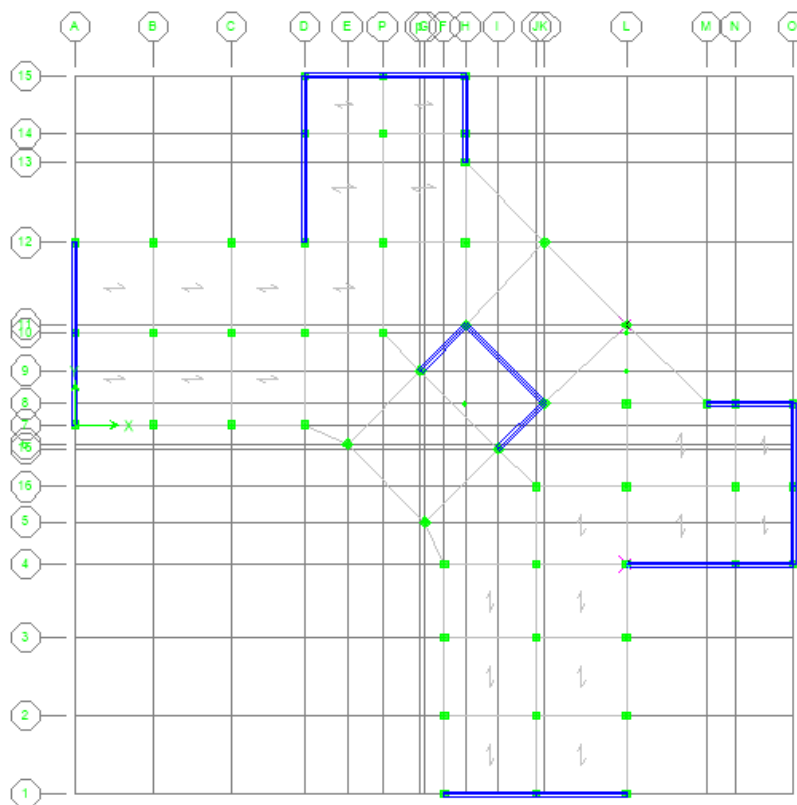


Figure V.2 Disposition des voiles contreventement

V.6- les résultats :

Suite à la modélisation effectuée sur ETABS V9.6, nous avons obtenu les résultats suivante

a) vérification de la période

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$:

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.374787	29.6075	29.5813	29.6075	29.5813
2	0.343786	30.6197	30.6421	60.2273	60.2233
3	0.215991	0.2583	0.2567	60.4856	60.4801
4	0.091702	9.6693	9.4897	70.1549	69.9697
5	0.090126	9.0175	9.1972	79.1724	79.167
6	0.058863	0.0139	0.0167	79.1863	79.1837
7	0.045018	3.0567	2.7586	82.243	81.9423
8	0.044803	2.7532	3.0555	84.9962	84.9978
9	0.03117	0.3739	0.3145	85.37	85.3123
10	0.030182	0.9812	1.3715	86.3512	86.6838
11	0.029925	0.9574	0.6281	87.3087	87.3118
12	0.023802	0.3118	0.3005	87.6204	87.6123

Tableau .V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

– La période fondamentale T (dyn)= **0,37s**.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,075 0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050 0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	

Tableau .V.6: Valeurs du coefficient C_T

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_t h_N^{3/4} \\ h_N = 23,51m \\ C_t = 0.05(\text{donné par le tableau (4.6) du RPA2003}) \end{array} \right.$$

h_N = Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

C_t = Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage,

il est $\rightarrow T_{st} = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 23.51^{3/4} = 0.53 \text{sec}$

$I_x = 30,35m$

$I_y = 30,35m$

$$T_x = T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} = \frac{0.09 \times 23.51}{\sqrt{30,35}} = 0.38s$$

$T_{st} = \min(0,38 ; 0.53) = 0.38s$

$T_{dy} = 0.37 < 1.3 \times 0.38 = 0.49s$ (la condition est vérifiée)

b) vérification de la force sismique à la base :

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003).

On a :

- Sol meuble \Rightarrow Site : S_3

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq 0,38 \leq 0,53 \quad \text{Et} \quad \rightarrow D = 2,33$$

c) Le calcul de la force sismique totale ($V_{dy} > 80\%V_{st}$) :

$$W = \sum M \times 9.81 = 6568.58 \times 9.81 = 64440.71 \text{ KN.}$$

$$V_s = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.30 \times 2.33 \times 1.15 \times 64440.71}{5} = 5180.06 \text{ kN}$$

Les valeurs de la force sismique à la base obtenues après l'analyse dynamique d'ETABS

$$V_{dx} = V_{dy} = 4210.39 \text{ KN}$$

$$V_{dx} = 5180.06 \text{ KN} > 80\%V_s = 4144.04 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'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).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans

les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	Δ_k $= \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h _e (m)
6	0.0045	0.0225	0.004	0.032
5	0.0037	0.0185	0.0035	0.032
4	0.003	0.015	0.004	0.032
3	0.0022	0.011	0.0035	0.032
2	0.0015	0.0075	0.003	0.032
1	0.0009	0.0045	0.0025	0.032
R.D.C	0.0004	0.0020	0.002	0.032
V.S	0	0	0	0

Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens

e) Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta.W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$P_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure (F_t = 0) puisque : T = 0,40 Sec < 0.7 Sec.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$.

Δ_k : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « $k-1$ » ;

h_k : hauteur de l'étage « k ».

si $\left\{ \begin{array}{l} \theta_k \leq 0,1 \dots \Rightarrow \text{Effet (P}\Delta\text{) peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 \dots \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1-\theta_k} \\ \theta_k > 0,2 \dots \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

Niveau	P_k	W_i	V_k	Δ_k	Hauteur	$\theta < 0.1$
VS	9550.91	9550.91	4210.39	0	0.90	0
STORY1	19274.78	9723.86	4177.99	0.004	3.23	0.05
STORY2	27258.1	7983.38	3891.13	0.0035		0.0075
STORY3	35155.1	7896.95	3555.26	0.004		0.001
STORY4	42922.7	7767.63	3133.94	0.0035		0.001
STORY5	50653.2	7730.47	2628.79	0.003		0.0017
STORY6	58177.1	7523.84	2001.08	0.0025		0.002
STORY7	64440.1	6361.49	1133.85	0.002		0.035

Tableau V.8 : Vérification à l'effet P- Δ

e) Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par

$$X_G = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} \quad Et \quad Y_G = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I}$$

MI : Masse de l'élément considéré.

XI : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox). YI : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

V.9.1. Centre des rigidités : (par logicielle ETAPS)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} \times X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Et \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} \times Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (théorique) : c'est celle calculée précédemment

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

Tableau V.9 :L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003

Story	MX=My	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%(Lx=ly)
VS	973.5945	16.328	0.758	15.895	0.298	0.43	0.46	1.51
STORY1	991.2249	16.317	0.843	14.692	-0.904	1.625	1.747	1.51
STORY2	813.801	16.405	0.872	15.338	-0.259	1.067	1.131	1.51
STORY3	804.9981	16.482	0.89	16.087	0.49	0.395	0.4	1.51
STORY4	791.8081	16.49	0.897	16.729	1.131	-0.239	-0.234	1.51
STORY5	778.0268	16.497	0.905	17.242	1.644	-0.745	-0.739	1.51
STORY6	766.957	16.504	0.911	17.639	2.041	-1.135	-1.31	1.51
STORY7	648.4718	16.484	0.887	17.938	2.34	-1.454	-1.453	1.51

Tableau V.10 :Excentricité Totale

Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	Excentricité Totale	
exth	Eyth	Eac	Ext	eyt
0.43	0.46	1.51	-1.08	-1.05
1.625	1.747	1.51	0.115	0.237
1.067	1.131	1.51	-0.443	-0.375
0.395	0.4	1.51	-1.115	-1.11
-0.239	-0.234	1.51	-1.749	-1.744
-0.745	-0.739	1.51	-0.765	-2.249
-1.315	-1.31	1.51	-2.645	-2.82
-1.454	-1.454	1.51	-2.96	-2.963

Chapitre VI :

Etude Des Portiques

VI.1.Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme Etapes 9.6 qui nous a permis de Calculer les portiques.

VI.2.Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanents.

Q : Charges d'exploitation.

E: Effort sismique.

VI.3 Ferrailage des poutres :

Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et 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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

Les armatures Longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a

✓ Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t$

✓ Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°

Exemple de calcul :

VI.3.2 Poutres principales de rive : (30x45) cm² :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de intermédiaires (terrasse), les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 79.57 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 91.32 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0.87 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h = 45 \text{ cm}$;

- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40.5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$;
- Contrainte de compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton :
- $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{91.32 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14,17} = 0.130 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.930$ La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91.32 \times 10^3}{0.930 \times 40.5 \times 400} = 6.96\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T12+3T14** ce qui nous donne **A = 8.01** cm² / ml

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 47.99\text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 37.75\text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.27 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{47.99 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14,17} = 0.06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.997$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47.99 \times 10^3}{0.997 \times 40.5 \times 348} = 4.07\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T12+2T12** ce qui nous donne **A = 4.52** cm² / ml

VI.2.3.2- Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.10}{400} = 1.46\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6.75\text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{85.15 \times 10}{30 \times 45} = 0.63\text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{48,6 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{11,25 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,315 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,051 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{array}{l} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 85,15 \text{ KN} ; M_{ap} = 91,32 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{91,32}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 250,53 \text{ KN} > 85,15 \text{ KN}$$

Les Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 85.15 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,0425 \text{ m} = 4.2 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 40.5 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 4.2 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant maximum ; $T = 85.15 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 + \pi \times 1,3 = 8.47 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{85.15 \times 10^3}{40.5 \times 8.47 \times 6 \times 10^2} = 0.41 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

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

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 41,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2) / 1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,2 \text{ cm} \\ L_1 = 22,21 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,1 \text{ cm} \\ L_1 = 22,26 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.

$L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ on prend $L = 60 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 41,57 \text{ KN.m} ; A = 4 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 57,6y - 2332,8 = 0 \rightarrow y = 10,69 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times (10,69)^3}{3} + (15 \times 4 \times (40,5 - 10,69)^2) \\ &= 63401,55 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{41.57 \times 10^3}{63401.55} \times 10.69 = 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{41.52 \times 10^3}{63401.55} \times (40,5 - 10.69) = 19.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 19.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.3. Vérification de la flèche :

$$M_{t \text{ ser}} = 41.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \text{ ser}} = 112.63 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{45}{319} = 0,141 > 0,062 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Leftrightarrow \frac{45}{319} = 0,141 > \frac{25.01}{10 \times 35.87} = 0,03 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.8}{30 \times 40,5} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Poutres (de rive)

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	appuis	37.35	44.56	44.56	51.41	6.75	2.82	6T12= 6,79
	Travée	40.98	30.26	40.98			3.45	6T12= 6,79
Etage courante	appuis	42.08	51.56	51.56	51.25	6.75	3.77	6T12= 6,79
	Travée	37.77	28.02	37.77			3.17	6T12= 6,79
Etage commercial	appuis	64.88	48.15	48.15	81.51	6.75	3.51	6T12= 6,79
	Travée	46.61	33.92	46.61			3.94	6T12= 6,79

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principales rive

Poutres (intermédiaire)

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	79.57	91.32	91.32	85.15	6.75	6.86	3T12+3T14=
	Travée	47.99	37.75	47.99			4.07	6T12= 6,79
Etage courante	Appuis	76.67	92.26	92.26	83.89	6.75	6.03	6T12= 6,79
	Travée	45.58	40.38	45.58			3.85	6T12= 6,79
Etage commercial	Appuis	82.52	61.10	82.52	831.7	6.75	7.2	6T12= 6,79
	Travée	57.73	41.76	57.73			4.93	6T12= 6,79

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales intermédiaires

Exemple de calcul :**VI.4.. Poutre secondaire (30x40) cm² :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive (étage courante), les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme ETABS.

a. Armatures minimales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 7,2 \text{ cm}^2$$

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 32,71 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 42,98 \text{ kNm} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,76 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton :
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42,98 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,078 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,959$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.98 \times 10^3}{0.997 \times 36 \times 400} = 2.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{min} = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prendre $A=6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix : **3T12+3T12** ce qui nous donne **A =6.78** cm^2 / ml

b) Ferrailage en travée :

$$Ona : \begin{cases} M_{sp1} = 47.45 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 27.45 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1 < 1,15 \Rightarrow \text{Donclecalculsefait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27.45 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0.04 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.998$

La section d'acier :

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.45 \times 10^3}{0,998 \times 36 \times 400} = 2.96 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prendre $A=6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix : **3T12+3T12** ce qui nous donne **A =6.78** cm^2 / ml

VI.2.3.2- Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.10}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{84.33 \times 10}{30 \times 36} = 0.78 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination du diamètre des armatures transversales :

Espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{10 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,39 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,051 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{matrix} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{matrix}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 84,33 ; M_{ap} = 27,45 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{27,45}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 84,72 \text{ KN} > 76,16 \text{ KN}$$

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

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la biellette.}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 27,45 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,013m = 1,37cm$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 36 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 1,38cm; \text{Condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant maximum ; $T = 76,16 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,76 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{27,45 \times 10^3}{36 \times 4,40 \times 3,76 \times 10^2} = 0,46 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 41,59 \text{ KN.m}; A = 3,51 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 48,45y - 1962,225 = 0 \rightarrow y = 9,52 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times (9.52)^3}{3} + (15 \times 3.51 \times (36 - 9.52)^2) = 46387.3 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{41.59 \times 10^3}{46387.3} \times 9.52 = 8.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{41.59 \times 10^3}{46387.3} \times (40,5 - 9.52) = 27.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 27.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{t ser} = 41.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 ser} = 61.24 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{319} = 0,125 > 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow \frac{40}{319} = 0,125 > \frac{41.59}{10 \times 61.24} = 0,067 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.51}{30 \times 36} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Poutres (intermédiaire)

Niveau	Section	Moments (kN.m)	Moment de calcul	Tma x	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)

		M_{sp1}	M_{sp2}		(KN)			
Teerasse	Appuis	83.14	74.34	83.14	89.4	6	8.48	
	Travée	56.83	43.11	56.33	1		5.58	6T12= 6,79
Etage courante	Appuis	74.89	67.34	74.89	69.1	6	7.56	6T12= 6,79
	Travée	36.89	42.11	36.89	4		3.57	6T12= 6,79
Etage commerc ial	Appuis	78.76	59.58	78.76	114.	6	7.99	3T12+3T14
	Travée	57.76	41.74	57.76	13		5.71	6T12= 6,79

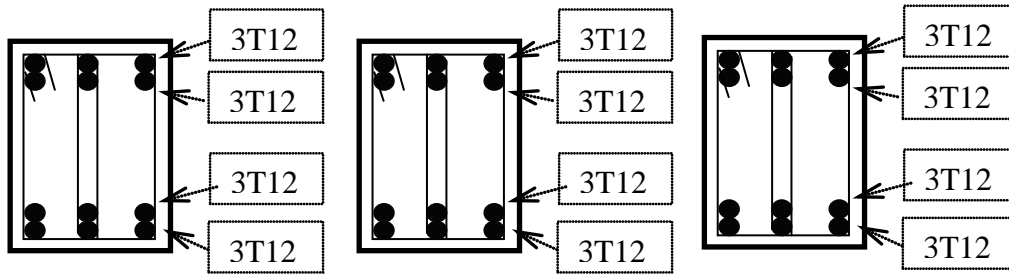
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)

Poutres (de rive)

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
Teerasse	Appuis	27.06	40.58	40.58	84.33	6	4.42	6T12= 6,79
	Travée	27.45	27.45	27.45			2.96	6T12= 6,79
Etage courante	Appuis	32.71	42.98	42.98	84.33	6	4.69	6T12= 6,79
	Travée	27.45	27.45	27.45			2.69	6T12= 6,79
Etage commerc ial	Appuis	35.28	27.83	35.28	84.33	6	3.83	6T12= 6,79
	Travée	27.45	27.45	27.05			2.96	6T12= 6,79

Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)

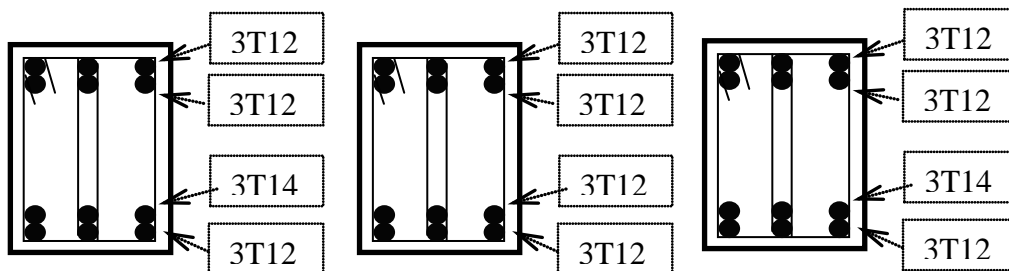
POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm² : (Poutres de Rive)



E. Courant

E. Commercial

POUTRES SECONDAIRES (30X40) cm² : (Poutres Intermédiaires)

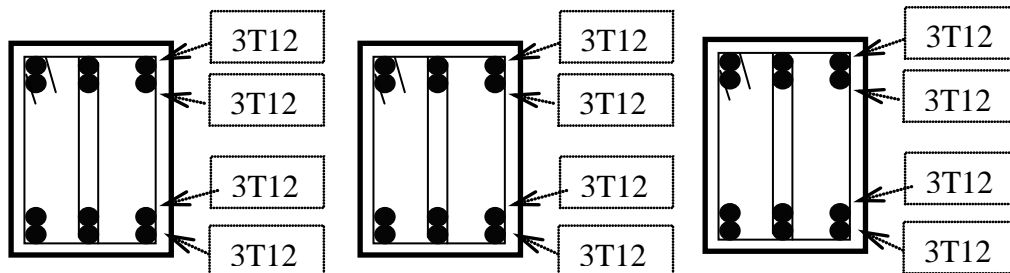


E. Terrasse

E. Courant

E. Commercial

POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm² : (Poutres de Rive)

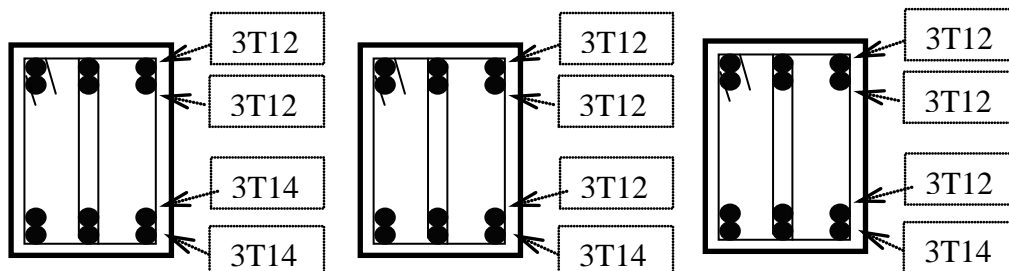


E. TerrasseE.

E. Courant

E. Commercial

POUTRES PRINCIPALES (30X45) cm² : (Poutres Intermédiaires)



E. Terrasse

E. Courant

E. Commercial

VI.5. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux qui servent à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

- 1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$

$$[N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

- 2^{ème} Genre: $0,8G \pm E$ et $G+Q+E \Rightarrow [N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$

$$[N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1er genre

Combs		(45x45)	(40x40)	(35x35)
A1	N_{\max}	1412.35	615.73	317.58
	M_{coresp}	4.973	1.667	1.807
A2	N_{\min}	54.91	35.35	3.02
	M_{corr}	1.733	3.69	0.122
A3	M_{\max}	29.84	30.183	24.48
	N_{corr}	508.46	292.48	110.4

Tableau VI.6 : les sollicitations défavorables du 2eme genre

Combs		(45x45)	(40x40)	(35x35)
A4	N_{\max}	1079.44	485.26	240.32
	M_{coresp}	8.52	19.19	15.82
A5	N_{\min}	0.04	0.09	0.01
	M_{corr}	1.609	6.677	3.28
A6	M_{\max}	33.18	31.87	23.91
	N_{corr}	493.07	290.14	107.7

Exemple de calcul :**Poteau(RDC, étage1 et 2)**Section (45x45) cm²**Sense longitudinal :****Données :**

- Largeur du poteau $b = 45$ cm.
- Hauteur de la poutre $ht = 45$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 42.5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

Combinaison du 1^{ère} genre

VI.5 Exemple de calcul :

Le poteau choisi pour l'étude : (45x45) cm²

Combinaison du 1^{er} genre :

$$(A_1) N_{\max}=1412.35\text{KN} ; M_{\text{corresp}}=4.973\text{KN.m}$$

$$(A_2) N_{\min}=54.91\text{KN}; M_{\text{corresp}}=1.733\text{KN.m}$$

$$(A_3) M_{\max}=29.84\text{KN.m} ; N_{\text{corresp}}=508.46 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

a) $N_{\text{MAX}} = 54.91\text{KN} ; M_{\text{cor}} = 1.733\text{KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{4.97}{1412.35} = 0,0035 \\ M_u = 1412.35 \left(0.405 - \frac{0,45}{2} + 0,0035 \right) = 259.16\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 1412.35\text{KN} \leq 2324.23 \text{ KN condition vérifiée} \\ 259.16\text{KN} > 1120.38\text{KN.m} \quad \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A₁

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,33\bar{\sigma}h - 0,81c) b h_{bc}$$

$$531.72 \text{ KN.m} \leq 9.25\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calc Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.973 \times 10^3}{45 \times 40.5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.998$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.973 \times 10^3}{0,998 \times 40.5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

ul du ferrailage :

$$\text{b) } N_{\min} = 54.91 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 1.733 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{1.733}{54.91} = 0,031 \\ M_u = 54.91 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0.031 \right) = 11.58. \text{ m} \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 54.91 \text{ KN} \leq 2324.23 \text{ KN} \text{ condition vérifiée} \\ 11.58 \text{ KN.m} \leq 19.80 \text{ K.m} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$)

$$\text{c) } M_{\max} = 29.84 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 508.46 \text{ KN.}$$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{29.84}{508.4} = 0,058 \\ M_u = 508.4 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,058 \right) = 120.99. \text{ m} \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 508.4 \text{ KN} \leq 2324.23 \text{ KN} \text{ condition vérifiée} \\ 120.99 \text{ KN} \leq 205.90 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A_3'=0$).

Armature minimal RPA99/2003

$$A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\max 1}=4\%b.ht$ (zone courante) cm^2	$A_{\max 2}=6\%b.ht$ (zone de recouvrement) cm^2
(45x45) cm^2	16.2	81	121.5
(40x40) cm^2	12.8	64	96
(35x35) cm^2	9.8	49	73.5

Les ferrailage sont été calculé avec l'application SOCOTEC

Tableau VI.8: Ferrailage des Poteau

	Com	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(45x45)	(a)	1412.35	4.973	0	1079.44	8.52	0	16.2	4T20+4T16 As=20.61
	(b)	54.91	1.733	0	0.04	1.609	0		
	(c)	508.46	29.84	0	493.07	33.18	0		
(40x40)	(a)	615.73	1.667	0	485.26	19.19	0	12.8	4T16+4T14 As=14.2
	(b)	35.35	3.69	0	0.09	6.67	0		
	(c)	292.48	30.183	0	290.14	31.87	0		
(35x35)	(a)	317.58	1.807	0	240.32	15.82	0	9.8	4T14+4T12 As=10.68
	(b)	3.02	0.122	0	0.01	3.28	0		
	(c)	11.04	24.48	0	23.91	107.7	0		

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité (45X45) cm²

$$T_{max}=67.76KN$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = x \frac{67.76 \times 10^3}{(450 \times 405)} = 0.37 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\tau_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5Mpa) = 3.25Mpa.$

$$\tau_u = 0.37 < \tau_u = 3.25 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales

Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 (version2003) on a :

$$\text{-En zone courante : } St \leq 15 \varnothing L = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St = 20 \text{ cm.}$$

La longueur minimale des recouvrements est de

$$- 40 \phi \text{ en zone I et II } \Rightarrow L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On prend $L = 70 \text{ cm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

- 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 : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

e) Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 3.23}{0.45} = 5.03 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5 \quad (\text{d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2"}).$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$l_f = 0.7 \times L_0$$

$$\text{donc} \quad : A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} = \frac{12 \times 2.5 \times 6.76 \times 10^2}{45 \times 400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \cdot b} < 0.8\% \Rightarrow 0.3\% < \frac{2.01}{12 \times 45} < 0.8\% \Rightarrow 0.3\% < 0.37\% < 0.8\% \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$At \geq \frac{0,4 \cdot St \cdot b}{f_e} \text{ Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$At \geq \frac{0,4 \times 20 \times 45}{235} = 1.53 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{408}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \cdot h' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

• **Vérification du flambement :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximale que peut supporter un poteau sans subir les instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

B_r : Est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle, un centième d'épaisseur sur toute sa périphérique

$\gamma_b = 1,5$; Coefficient de sécurité de béton (cas durable)

$\gamma_s = 1,15$; Coefficient de sécurité de l'acier

a : Est un coefficient en fonction d'élancement λ mécaniques qui prend les valeurs.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Pour } \geq 50$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot x \cdot l_f}{b} \text{ Pour la section rectangulaire}$$

$$\lambda = \frac{4 \cdot x \cdot l_f}{b} \text{ Pour la section circulaire}$$

l_f : Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, comme exemple de calcul, on prendra le même exemple qu'on a pris pour l'exemple de calcul de ferrailage.

$$N_d = 1412.35 \text{ kN}$$

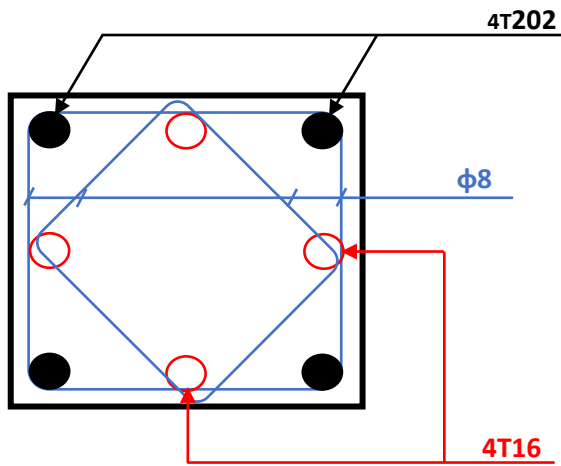
$$L_f = 226.1 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{3,46 \times 226.1}{450} = 17 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17}{35}\right)^2} = 0.81$$

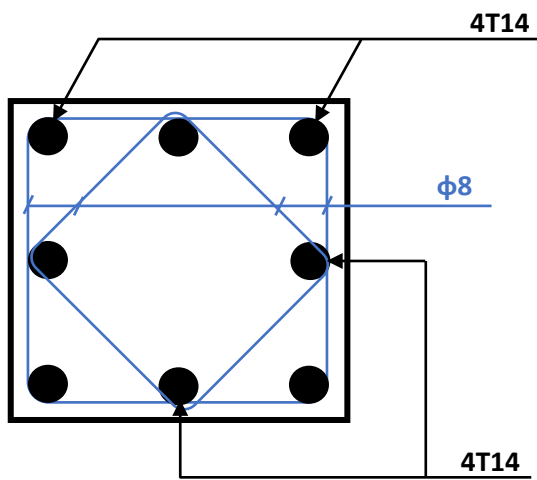
$$B_r = (0.45 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.81 \times \left[\frac{0.1849 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{20.61 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^3}{1.15} \right] = 5529.29 \text{ kN}$$

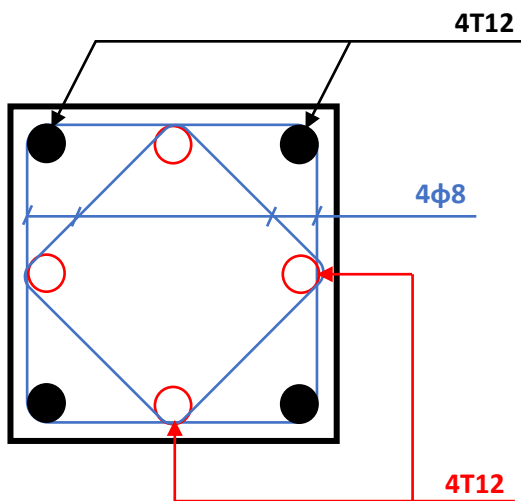
$N_d = 1412.35 \leq N_u = 5529.29 \text{ kN}$ donc pas de risque de flambement.



Poteau (45x45) cm²
R.DC.....2^{er} étage



Poteau (40x40) cm² 3^{ème}
4^{ème} étage



Poteau (35x35) cm²
5^{ème} et 6^{ème} étage

Chapitre VII :

Etude Des Voiles

VII.1.Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

VII.1.1.Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (**Torsion**).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.2. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

1. $G + Q \pm E$ (vérification du béton).
2. $0.8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)

- Armatures transversales.

VII.3. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 3 cas :

1^{er} cas :

- Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

2^{eme} cas :

- Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"
- On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

➤ Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L,$ On ferraille avec la section minimale.

➤ Si : $A_v > A_{\min},$ On ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

- Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.1 Les armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur

du voile.

VII.3.2 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 %.

VII.3.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1 Exemple de calcul :

- A = 1.26m²
- I = 1,30m⁴
- V = 2.57 m
- N = 1179.69 KN
- M = 15.2 KN.m
- T = 27.6 KN

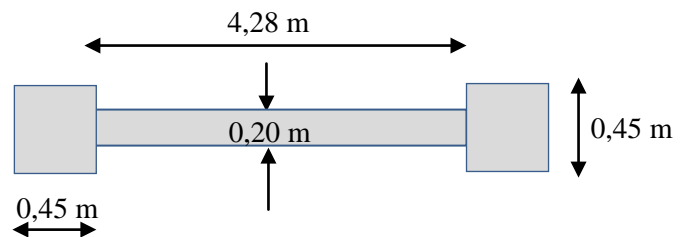


Figure :VII.1 Type de voile

1) Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1179.69 \times 10^{-3}}{1.26} + \frac{15.2 \times 2.57 \times 10^{-3}}{1.30} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1179.69 \times 10^{-3}}{1.26} - \frac{15.2 \times 2.57 \times 10^{-3}}{1.30} = 0.90 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) > 0 ; 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).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

I. Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \cdot a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On On prend **D=12 mm.**

Donc on prend : **5T12** p.m. = 5.65 cm²/m

II. L'espacement « St » :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5 \cdot a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 20 cm**

prend **D=12 mm.**

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% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{27,6 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,85} = 0,050 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,050 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

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, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a :

$$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t/2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$L = 428 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 42,8 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Ø**.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur **$S_t \leq \min(1,5.a; 30 \text{ cm})$**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **1/10**

de l'épaisseur du voile.

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12** avec un espacement de **25 cm**

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

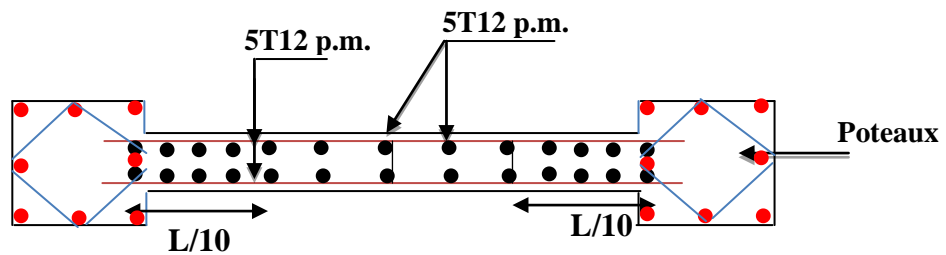


Figure VII.2 : Disposition des armatures

Chapitre VIII :

Etude De L'infrastructure

- VIII Calcul des fondations :**VII.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 bars à un ancrage de 3,00 m.

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 $N_1 = 1,35 G+ 1,5 Q$

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 former 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

VIII.2- Définition de radier:

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

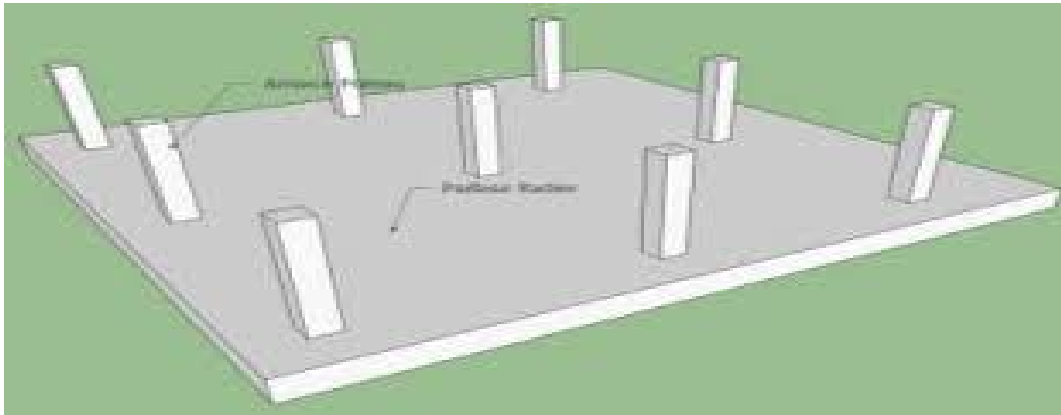


Figure VIII.1.Schéma du radier.

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).

- VIII.3 Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 63199.25 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 28790.38 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 128504.55 \text{ KN.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 91989.63 \text{ KN.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 91989.63 \text{ KN}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 6547,70/200 = 459.94 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 632.6 \text{ m}^2$.

Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,35$ m

$$Q_u = N_u / S = 128504.55 / 632.6 = 203.13 \text{KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 203.1 \times 1 \text{ml} = 203.13 \text{KN/ml}$.

$$V_u = 203.13 \times 4.35 / 2 = 396.10 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 4.35 \text{cm}$$

$$17.4 \leq d \leq 21.75 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 21,75 + 5 = 26.75 \text{cm} ; \text{ on prend : } h = 40 \text{cm} ; d = 35 \text{cm}$$

VIII.4 Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivantes :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 48.33 \text{ cm} \leq h \leq 72.5 \text{ cm}$$

On prend : $d = 63$ cm ; $h = 70$ cm ; $b = 40$ cm.

Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[0,40 \times 632.6 + 0,70 \times 0,4 \times 443.02] = 9814.78 \text{KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 9814.74 + 91989.63 = 101804.44 \text{KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{101804.44}{632.6} = 160.93 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,4 \times (0,70)^3 / 12 = 0,0192 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,756 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,35 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6,83 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide, les moments agissant à la base du radier sont :

-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{101804,44}{632,6} = 160,93 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,40 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 150,93 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 151,71 \text{ m}^2$$

VIII.5 Ferrailage du radier :

-Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$: La dalle Porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{bx} \approx Q \cdot L_x^2 \\ M_{by} \approx M_y \text{ ou } \end{cases}$$

Moment en travée :

$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots$ panneau de rive.

$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots$ panneau intermediaires.

Moment sur appui:

$M_a = 0,4 M_o$appui de rive.

$M_a = 0,5M_o$appui intermediaires

2^{ème} cas :

La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$:

portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368; \mu_y = 1.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0368 \times 150.93 \times (4.35)^2 = 105.09 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 1 \times 105.64 = 105.09 \text{KN.m}$$

-En travée :

1. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 105.09 = 89.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{.89.33 \cdot 10^3}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{89.33 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 36 \cdot 348} = 7.31 \text{cm}^2.$$

On adopte : 5T14 / ml, $A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$.

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 105.09 = 89.33 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{89.33 \cdot 10^3}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{89.33 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 36 \cdot 348} = 7.31 \text{cm}^2.$$

On adopte : 5T14 / ml, $A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$.

3.2-En appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 105,09 = 52,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{52,54 \cdot 10^3}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,028 \quad \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{52,54 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 36 \cdot 348} = 4,25 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5T12 / ml, $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 105,64 = 52,82 \text{ m}$$

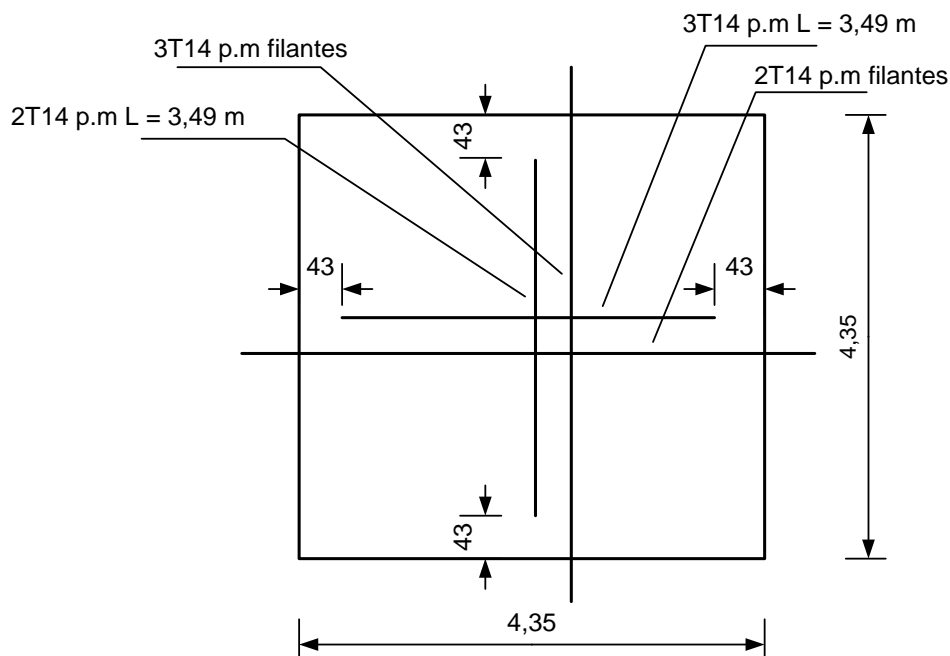
$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{52,54 \cdot 10^3}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

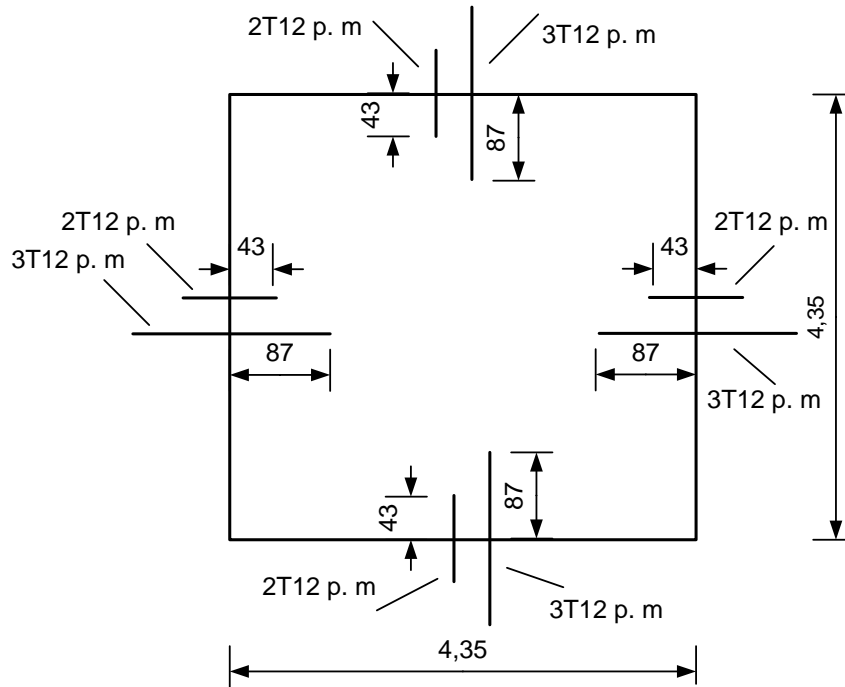
$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{52,54 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 36 \cdot 348} = 4,25 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5T12 / ml, $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 225 \text{ cm}$

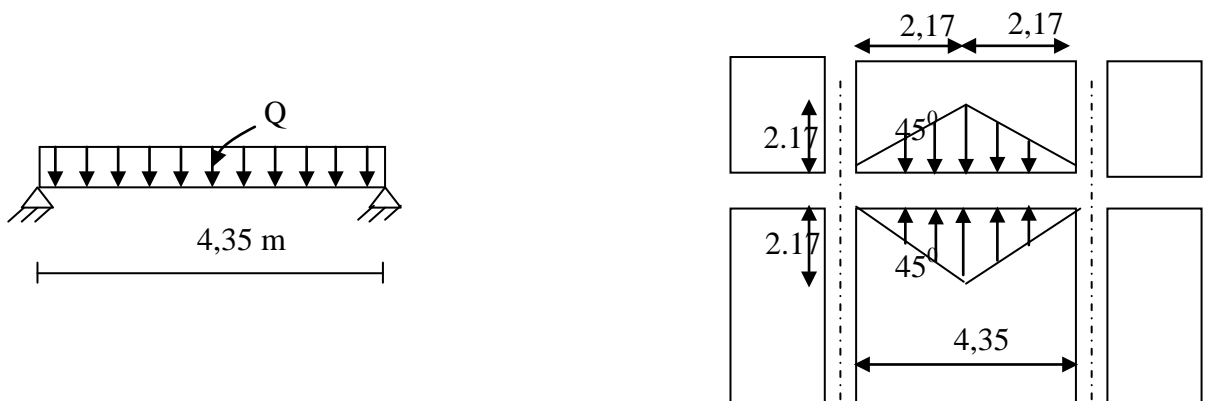
On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier



Armatures supérieures (en travée)



VII.6 Ferrailage des poutres de libages :



2.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 150.93 \text{ kn/m}^2$

$Lx_1 = 4,35 \text{ m}$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 150.93 \times 4,35 = 437.69 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{437.69 \times 4.35^2}{8} = 1035.29 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :**-En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 1035,29 = 880 \text{ KN.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{880 \cdot 10^3}{40(63)^2 \cdot 14,17} = 0,40 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,40 \rightarrow \beta = 0,724$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{880 \cdot 10^3}{0,714 \cdot (63) \cdot 348} = 56,21 \text{ cm}^2. \text{ On adopte :}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{1er lit : 4T25} \\ \text{2eme lit: 4T25} \\ \text{3 eme lit: 4T25} \end{array} \right\} = A=58,85 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

Sur appuis :**intermédiaire :**

$$M_a = 387,32 \text{ KN.m};$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.\sigma_{bc}} = 0,099 < \mu_e = 0,9525 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,9526$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_s} = 14,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 4T16 (filante) +4T16 (chapeau)=16,08 cm²/ml

rive :

$$M_a = 271,12 \text{ kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.\sigma_{bc}} = 0,064 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_s} = 9,94 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 4T14 (filante) +4T14(chapeau)=12,32cm²/ml

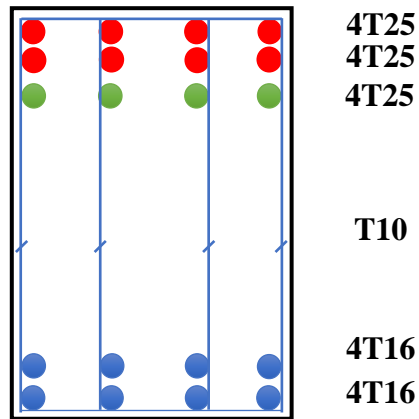


Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

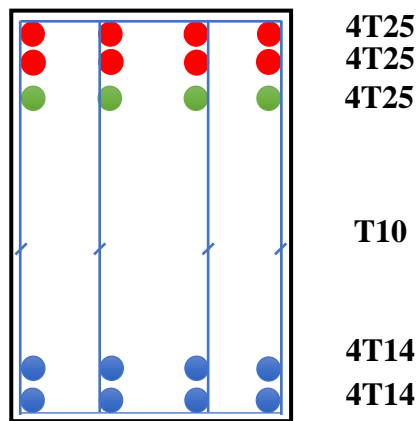


Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur.

En effet, il nous a été une bonne occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude. Cette expérience nous a aidée à mieux comprendre notre domaine, connaître les étapes nécessaires de l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien RPA99/2003, nous avons adopté un système de contreventement mixte (voiles et portiques) pour la reprise de charges verticales et horizontales.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage. L'étape de modélisation nous a permis de nous familiariser avec le logiciel de calcul et d'analyses des structures « ETABS » qui nous a facilité le calcul des efforts internes.

L'application SOCOTEC nous a facilité les ferrailages des poteaux.

Nous avons choisi un radier général pour l'infrastructure connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Références

Cherait, Y. (2004). Calcul des ouvrages en béton armé. Alger : Office des publication
Universitaire.

D.T.R. B.C 2.2. (1988, Octobre 24). Charges permanentes et charges d'exploitation. Alger, Le
ministère de l'habitat, Algérie.

D.T.R.B.C 2 41. (1993, Décembre 29). Les règles de conception et de calcul des structures en
béton armé C.B.A 93. Alger, Ministère de l'Habitat, Algérie.

D.T.R.B.C 2.48. (99/2003). Règlement parasismique 99/2003. Alger, Ministère de l'Habitat :
Alger, C.G.S.

D.T.R.B.C 2-42. (1997). Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé.
Alger, Ministère de l'Habitat, Algérie : CSG.

D.T.U P 18-702. (2000, Février). BAEL 91/99. France : CSTB.

(2020/2021). Mémoire de fin d'étude. Tiaret : Université IBN Khaldoun Tiaret.

M. BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé Alger : Office des publication
Universitaire.