

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master
Spécialité: Génie Civil
Option: Structures

Présenté par:
BOUCETA Siham
BOUCHENTOUF Hayat
Sujet du mémoire

***Dimensionnement et Calcul d'une
tour à usage multiple en (R+10) avec
sous sol contreventée par des voiles
et des portiques***

<i>Soutenu publiquement le</i>		<i>devant le jury composé de:</i>
M. BOUAKKAZ	Khaled	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. KRROUM	Nadir	Examineur
M. CHIKH	Abdelbaki	Examineur

Promotion: 2024-2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Avant toute chose, nous adressons nos louanges et nos remerciements les plus sincères à Allah, Le Tout-Puissant, qui nous a comblés de patience, de courage et de persévérance pour mener à bien ce travail et atteindre notre objectif.

Nous exprimons notre profonde gratitude à l'ensemble des enseignants qui nous ont encadrés, soutenus et formés au long de notre parcours académique, et dont l'implication a été précieuse à chaque étape. tout

Nos remerciements les plus distingués vont à notre promoteur, M. KRIM Abdallah, pour sa disponibilité, son accompagnement bienveillant, ses orientations pertinentes et ses conseils éclairés, qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons également à remercier chaleureusement les membres éminents du jury, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de présider et d'évaluer ce travail modeste, témoignage de notre engagement et de notre apprentissage.

Enfin, nous n'oublions pas de remercier tous les professeurs qui nous ont guidés tout au long de cette aventure, ainsi que l'ingénieur GHANA pour son appui et sa collaboration précieuse.



Dédicace

« وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

❖ **Mes chers parents (Ali), qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation**

À l'âme de ma famille, mon roc et mon refuge :

❖ **Mes sœurs : Chahinaz, Aya, Rital**

❖ **mes frères : Mouhamed, Boubaker, Soufiane, le mari de ma sœur ; Mouhamed merci pour votre amour constant et votre soutien inestimable**

❖ **Toute Les familles Bouceta**

❖ **Toute la Promotion 2025**

❖ **Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite**

Siham



Dédicace

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

- ❖ **Mes chers parents(Naceur), qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.**
- ❖ **Mes sœurs : bouchera, Razika ,sabah,nihal nadjla**
- ❖ **Toute La famille bouchentouf.**
- ❖ **Mesfrère : Fouad, missom ,nourredine,rabeh,hamouda**
- ❖ **Toute la Promotion 2025.**
- ❖ **Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite**

hayat

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة متعددة الاستخدامات ذات بنية خرسانية مكونة من الجزء السفلي أو القاعدي . الطابق الأرضي + عشرة طوابق. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية غليزان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف II a.

استقرار البناية مضمون محقق بواسطة عارضات والجدران المسلحة.

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99V2003,BAEL91...)

RESUME

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet de fin d'études, nous avons étudié un bâtiment constitué d'un sous- sol et (10) étages et RES de chaussée à usage multiple. Ce projet est implanté à relizane, classée en zone (II a) de moyenne sismicité.

La stabilisation du bâtiment est assurée par un système de portiques plus des voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91...).

ABSTRACT

As part of the préparation for the Défense of the end of the study Project, we studied a building for multiple uses consist of an underground, ground floor and 10 stories. This Project Is located in Relizane which is classified seismic zone II a.

The stabilization of the building is provided by a system frame and bracing walls.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL91...).

Notations :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_r : Armature de répartition.

A_{st} : Section d'armature.

α : Position relative de la fibre neutre.

B_r : Section réduite.

B : Coefficient de pondération.

C_p : Facteur de force horizontal.

C_t : Coefficient de période.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

D : Facteur d'amplification dynamique.

E : Action accidentelle.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

G: action permanente.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

I_x, I_y :Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

M : Moment fléchissant.

μ_u : Moment ultime réduit.

η : Facteur de correction d'amortissement.

N : Effort normal.

Q : Action d'exploitation.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

T : Effort tranchant.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

θ : Coefficient d'application.

V : Force sismique total.

W : poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

Z : Bras de levier.

Liste des figures

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

Figure I-1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	07
Figure I-2 : diagramme rectangulaire simplifié	07
Figure I-3 : diagramme de déformation – contraintes.....	09
Figure I-4 : diagramme des déformations limites de la section	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II.1: Configuration d'un plancher corps creux	13
Figure II.2: Couple d'un plancher terrasse	14
Figure II.3: Coupe d'un plancher étage courant.....	14
Figure II.4: Murs extérieurs.....	15
Figure II.5: Murs intérieurs.....	16
Figure II.6: Surface afférente du poteau	19

Chapitre III : Calcul des planchers

Figure III-1 : les éléments d'un plancher à corps creux	23
Figure III-2 : schémas de méthode forfaitaire	25
Figure III-3 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	35
Figure III-4 : dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants	40
Figure III-5 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	46
Figure III-6 : dessin de ferrailage de poutrelle (terrasse)	47

Chapitre IV : Les éléments non structuraux

Figure IV-1: dimensions de l'acrotère	50
Figure IV-2 : ferrailage de l'acrotère	53
Figure IV-3 : ferrailage de balcon terrasse et étages courante.....	58
Figure IV-4 : Ferrailage des marches.....	62
Figure IV-5 : Ferrailage de palier	66

Chapitre V : L'étude sismique

Figure V.01 ; courbe de spectre de réponse.....	114
Figure V.2 modélisation de la structure par logiciel « ETABS ».....	115

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

FigureVI-1 : ferrailage du poutre.....	136
FigureVI .2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	141

Chapitre VII : Etude des voiles

FigureVII.1 : Dimensions du voile	144
Figure VII-2 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	148
Figure VII-5 : schéma de ferrailage du voile (e =20cm)	149

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....	149
Figure.VIII.2. La section du radier.....	155
Figure VIII-3 : Armatures supérieures (en appui)	160
Figure VIII-4 : Armatures inférieures (en travée)	160
Figure VIII.5: Schéma des armatures de peau.....	161
Figure VIII-6 : ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinale).....	163
Figure VIII-7 : ferrailage de la poutre de lipage (sens transversal).....	163

Liste des tableaux

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

Tableau I-1 : Règles des trois pivots.....	10
--	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.1: Tableau récapitulatif du choix de plancher.....	13
Tableau II.2: Dégression des charges d'exploitation.....	18
Tableau II-3 : Choix des sections des poteaux rectangulaires	22
Tableau II-4 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	25

Chapitre III : Calcul des planchers

Tableau III-1 : Récapitulatif des résultats obtenus (sous-sol)	30
Tableau III-2 : Récapitulatif des résultats obtenus (plancher RDC)	40
Tableau III-3 : Récapitulatif des résultats obtenus d'étage courant.....	50
Tableau III- : Récapitulatif des résultats obtenus de terrasse	59

Chapitre IV : Les éléments non structuraux

Tableau IV.1 : récapitulatif des armatures des différents types des balcons.....	78
--	----

Chapitre V : L'étude sismique

Tableau V.1: Facteur de qualité.....	118
Tableau V.2: Poids de la structure.....	119
Tableau V-3 : Facteur de Participation Massique.....	121
Tableau V.4: Déplacement latéral inter-étage.....	122
Tableau V.5 : Vérification de l'excentricité	122
Tableau V.6: Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	123
Tableau V.7 : Vérification de l'effet P-Delta	124

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Tableau VI.1. Moments maximums des poutres principales	125
Tableau VI-2 : Moments maximums des poutres secondaires.....	126
Tableau VI-3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales	129

Tableau VI-4 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires	129
Tableau VI-5 : les sollicitations défavorables du 1^{er} genre	134
Tableau VI-6 : les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre	135
Tableau VI-7 : ferrailage des poteaux	139

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

المخلص

Résumé

Abstract

Liste des Symboles

Liste des Figures

Liste des Tableaux

sommaire

Introduction Générale

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

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristique géométrique du bâtiment.....	1
I.3. Caractéristique géotechnique du sol.....	2
I.4. Description des différents éléments de la structure.....	2
I.4.1. Superstructure.....	2
a) Plancher.....	2
b) Ossature.....	2
c) Maçonnerie	2
d) Escalier.....	2
e) Ascenseur.....	2
f) Revêtement.....	2
g) Terrasse.....	3
h) Isolation.....	3
I.4.2. L'infrastructure	3
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux.....	3

I.5.1. Béton.....	3
I.5.2. Acier.....	8
I.6. Hypothèse de calcul.....	9
I.6.1.E.L.U.R.....	9
I.6.2.ELS.....	12
I.7.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction.....	13
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	13
II.2.1. Plancher en corps creux.....	13
II.3. Evaluation des charges et surcharge.....	14
II.3.1. Charge permanent et d'exploitation.....	14
II.4. Pré dimensionnement de poutre.....	17
II.4.1. Poutre principale	17
II.4.2 Poutre secondaire.....	18
II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	18
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	19
II.6.1. La surface afférente du poteau.....	19
II.6.2. Exemple de calcul.....	20
II.7. Pré dimensionnement des voiles.....	24

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Introduction	26
III.2. Planchers à corps creux	26
III.2.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle.....	27
III.3. Méthode de calcul des poutrelles.....	27
III.3.1. Méthode trois moments.....	27
III.4. Etude de poutrelle.....	29

III.4.1. Les types des poutrelles.....	29
III.4.2. Les combinaisons des charge.....	30
III.5.1. Plancher sous-sol.....	31
III.5. Vérification des contraintes l'E.L. S.....	32
III.5.2. Plancher RDC	37
III.5. Vérification des contraintes l'E.L. S.....	41
III.5.3. Plancher Etage Courant	46
III.5. Vérification des contraintes l'E.L. S.....	50
III.5.4. Plancher terrasse	56
III.4.5. Vérification des contraintes l'E.L.S.....	60
III.6. Le schéma de ferrailage.....	68

Chapitre IV : Redimensionnement des éléments non structuraux

IV.1. L'acrotère.....	70
IV.2. Balcon	74
IV.3. Ascenseur.....	80
I.4.Escalier.....	97

Chapitre V : L'étude Sismique

V.1.Généralités sur les séismes.....	111
V.2.Introduction	112
V.3.Calcul sismique.....	112
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	113
V.5.calcul des forces sismique.....	119
V.6.Verification de l'effet P Delta.....	124

Chapitre VI : Ferrailage portique

VI.1. Les poutres.....	125
a) Méthode de calcul.....	125
b) Les armatures longitudinales.....	126
c) Les poutres principales (30X40)	126
d) Les poutres secondaires (30X35)	127

e) Vérification.....	129
f) 1.Poutres principales.....	124
g) Schéma de ferrailage.....	132
VI.1.2. Poteaux.....	133
a) Méthode de calcul.....	134
b) Ferrailage exigé par (RPA99/Version2003)	134
c) La vérification.....	136
d) Schéma de ferrailage.....	140

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

VII.1. Introduction	141
VII.2. Le système de contreventement	141
VII.3. La méthode de calcul.....	142
VII.4. Ferrailage des voiles.....	143
VII.4.1 Exemple de calcul.....	143
VII.4.2. Détermination des contraintes.....	144
1- Calcul des armatures verticales.....	144
2- Calcul des armatures horizontales.....	145
3- Calcul des armatures transversales.....	148

Chapitre VIII : L'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	148
VIII.1.1. Le voile périphérique.....	148
1.2. Calcul les charge.....	148
1.3. Calcul des sollicitations.....	149
1.4. Calcul du ferrailage.....	150
1.5. Les vérification.....	151
VIII.2. Calcul des fondations.....	153
2.2. Choix de type de fondation.....	153
2.3. Définition du radier.....	154
2.4. Pré dimensionnement du radier.....	154
2.5. Détermination de la poutre de libage.....	156

2.6. Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	156
2.7. Ferrailage du radier.....	157
2.8. Vérification.....	157
2.10. Ferrailage de poutre libage.....	158
2.10. Vérification.....	162

Conclusion générale

Référence Bibliographique

Introduction générale

Introduction générale

Dans les pays industrialisés, le développement économique s'accompagne souvent d'une orientation vers la construction verticale, notamment pour optimiser l'utilisation de l'espace urbain. En Algérie, la croissance démographique rapide et la raréfaction des terrains constructibles poussent également les autorités à privilégier cette approche architecturale.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre Projet de Fin d'Études (PFE), intitulé « Dimensionnement et calcul d'une tour à usage multiple en (R+10) avec sous-sol contreventée par des voiles et des portiques implantés à Relizane ». Ce projet représente l'aboutissement de cinq années de formation, et nous offre l'opportunité d'appliquer de manière concrète les connaissances théoriques acquises, tout en développant notre capacité à structurer et intégrer ces savoirs dans un projet technique complet.

Nous avons choisi d'utiliser le béton armé comme matériau principal pour la réalisation de la structure. Ce choix s'explique par ses nombreux avantages, notamment sa compétitivité économique par rapport à d'autres matériaux comme la charpente métallique ou le bois, ainsi que ses bonnes performances mécaniques.

L'aspect dynamique de l'étude est d'une importance capitale. En effet, l'Algérie se situe dans une zone de convergence tectonique sujette à une activité sismique significative. Même si la ville de **Relizane** lieu d'implantation du bâtiment, se trouve en zone de moyenne sismicité, l'analyse dynamique reste indispensable pour évaluer le comportement de la structure face aux sollicitations sismiques éventuelles.

L'ouvrage étudié est un bâtiment en béton armé, à usage multiple, comportant un sous-sol, un rez-de-chaussée et neuf étages. Sa conception répond à plusieurs exigences fondamentales, à savoir :

La sécurité : garantir la stabilité et la résistance de la structure ;

L'économie : optimiser les coûts de réalisation ;

Le confort des usagers : offrir un cadre d'utilisation fonctionnel ;

L'esthétique : assurer une intégration harmonieuse dans l'environnement bâti

Ce travail constitue ainsi une étape essentielle dans notre parcours, combinant rigueur scientifique, esprit d'analyse, et capacité de synthèse au service d'une réalisation technique concrète.

Notre travail est constitué de huit chapitres :

Introduction générale

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul
- Le deuxième chapitre présente le Pré dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.)
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7;
- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux.
- Le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles.
- Le huitième 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
hypothèses de calcul

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

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bloc en R+8, implanté à **RELIZANE**, considérée comme un lieu à faible action de vent « **zone I** » selon les règlements neige et vent 1999 (**D.T.R.C_{2-4.10}**). En ce qui concerne le coté sismique la région est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification des zones établies par le règlement parasismique algérien (**R.P.A99, Version 2003**).

Le projet est composé d'un seul bâtiment en R+10 avec un sous-sol en béton armé comportant:

- Quatre logements type F3

Le rez de chaussée à usage commercial (boutiques)

Les étages courants sont à usage habitation

Le sous- sol est aménagé en parking

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment24.40m.

- Largueur totale du bâtiment.....24.40m.

- Hauteur totale du bâtiment.....34.10m.

- Hauteur RDC du bâtiment.....3.50m.

- Hauteur du Sous - Sol03.00m.

Hauteur d'étage courant du bâtiment.....03.06m.

I.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une région, classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- Le site est considéré comme un site meuble : S_3

- La contrainte admissible du sol: $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$

I.4. Description des différents éléments de la structure

I.4.1. Superstructure

a. Planchers

Les planchers choisis pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux pour le RDC et les étages courants ;

- Dalle pleine pour les balcons et la cage d'ascenseur.

b. Ossature

Le système de contreventement de notre structure est assuré par des portiques (poteau ; poutre) et des voiles.

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

c. Maçonnerie

- **Murs extérieurs** : Sont réalisés en double parois de briques creuses de 15cm et de 10cm séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

- **Murs intérieurs** : Sont constitués par une cloison de 10cm et une double cloison de 30cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur) pour la face extérieure et intérieure.

d. Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées.

e. Ascenseur

C'est un appareil installé dans le bâtiment, comportant une cabine dont les dimensions permettant l'accès des personnes et de matériel.

f. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs
- Revêtement en carrelage pour les planchers
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

g. Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : terrasse inaccessible

h. Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.4.2. Infrastructure

Suivant les résultats des essais du laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

- Capacité portante $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$ pour d'ancrage $D = 3.00\text{m}$
- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$ et la cohésion $c = 0.2\text{ bars}$
- Site est meuble: S_3

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

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Béton

- Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sable, graviers) et d'eau de gâchage.
- Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.
- Le béton armé utilisé dans notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L91, R.C.P99).
- La composition d'une mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit:
 - 350kg de cimentCPA325
 - 400litres de sable $d_g \leq 5mm$
 - 800litres de graviers..... $d_g \leq 25mm$
 - 175litres d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

a. Principaux caractères et avantages

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les quatre (04) opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton (à 28 jours).

Les principaux avantages du béton armé sont :

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

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

b. Résistance mécanique

b.1. Résistance caractéristique à la compression

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} & \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ MPa} & \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

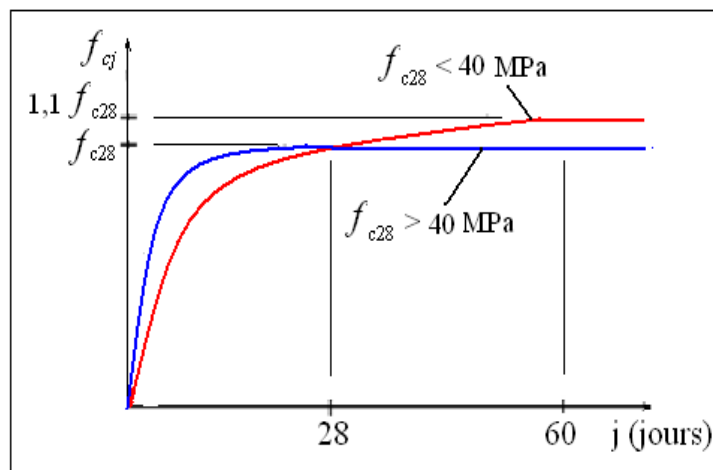


Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est conventionnellement définie à la relation : $f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

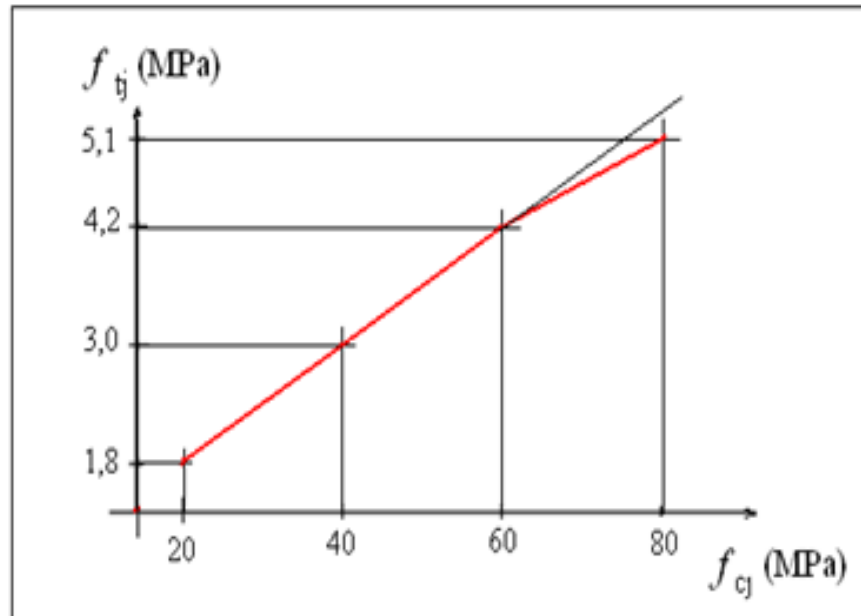


Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

c. Définition des états limites

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

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ Etat limite ultime (ELU)

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

➤ Etat limite de service (ELS)

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

d. Déformation et contraintes de calcul

a. Etats limite de résistance (CBA93 [ART3.3.2.1])

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

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

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

a.1. Diagramme parabole – rectangle

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

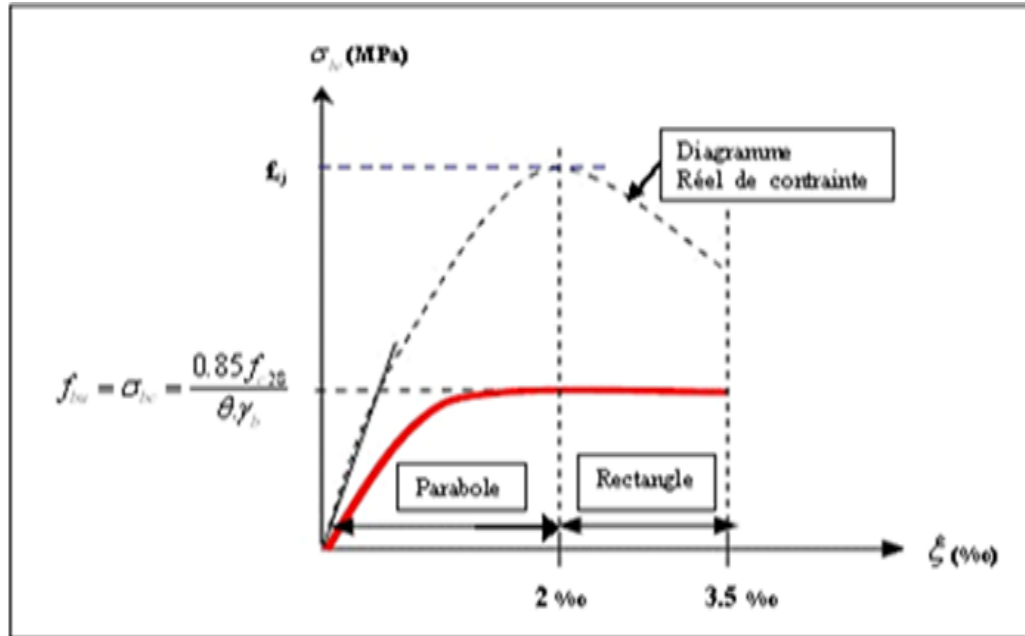


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas générale.

$\gamma_b = 1.15$ cas de combinaisons accidentelles.

b. Etat limite de service (CBA93 [ART5.1.4])

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante:

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

b.1. Diagramme rectangulaire

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

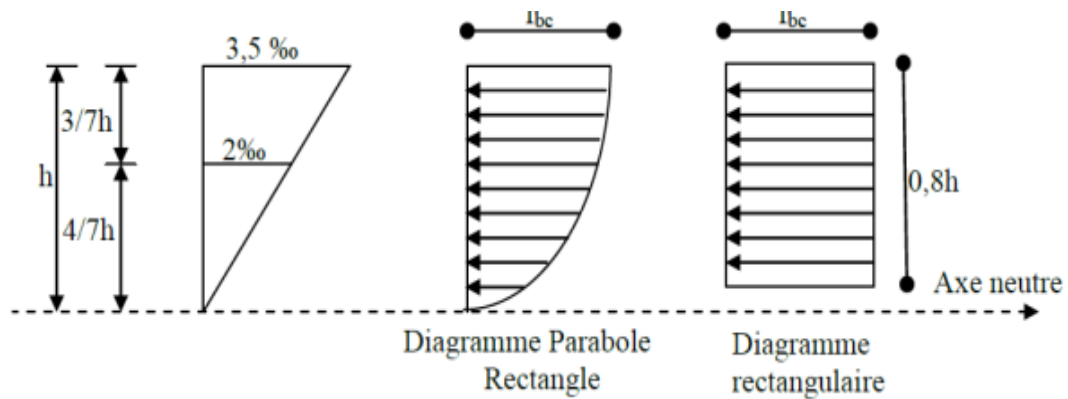


Figure I.4. Diagramme rectangulaire simplifié

e. Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

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

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

$$\tau_u = T_u / b_0 x d \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b_0: \text{largeur de la pièce.} \\ d: \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

f. Module de déformation longitudinale du béton

f.1. Module de déformation instantanée

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

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}; E_{i28} = 32164.2\text{MPa}.$$

f.2. Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}; E_{i28} = 10818.9\text{MPa}.$$

La déformation totale vaut environ trois la déformation instantanée.

f.2. Module de déformation transversale

Coefficient de poisson (CBA93 [ART2.1.2.3])

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l).$$

Avec :

$\Delta d / d$: déformation relative transversale.

$\Delta l / l$: Déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0.2 pour E.L.S (béton non fissuré) à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

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

I.5.2. Les Aciers

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

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

- Acier naturel (feE215, feE235).
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500).
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\phi 3.5$ mm (T.S..feE500)
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\,000$ MPa.

5.2.1. Diagramme déformation –contrainte de calcul

$\sigma_s = f (\epsilon\text{‰})$.

Dans les calculs relatifs aux états limités, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1.15$ Cas générale.

$\gamma_s = 1.00$ Cas des combinaisons accidentelles.

Pour note étude, on utilise des aciers FeE400.

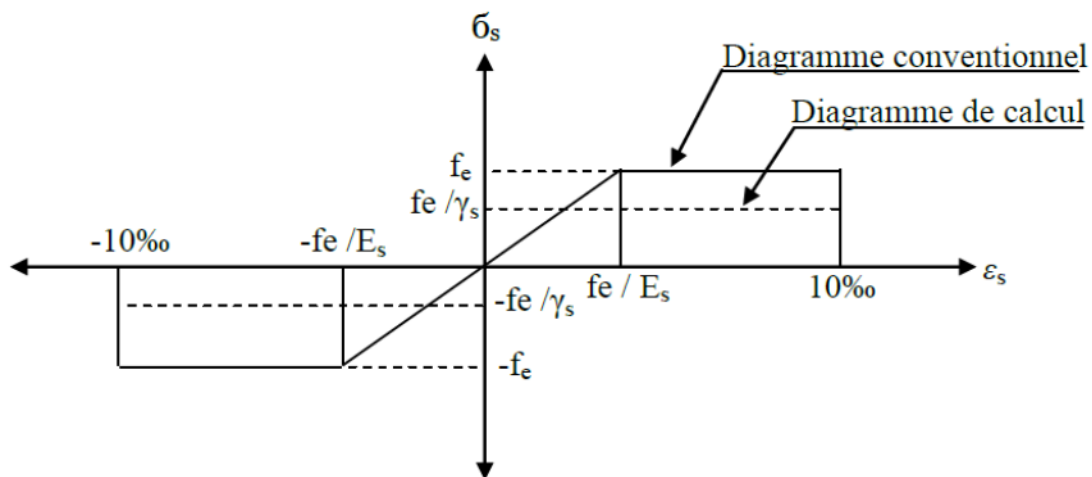


Figure I.5. Diagramme de déformations-contraintes.

5.2.2. Contrainte limitée de traction des armatures

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

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$ (MPa)

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

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

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{Pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour les hautes adhérence avec } \phi \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1.3 & \text{Pour les hautes adhérence avec } \phi < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

I.6. Hypothèse de calcul

Selon les régles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul:

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

I.6.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistance calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée Ce qui correspond aussi aux règles parasismiques algériennes R.P.A99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifie que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant en notant que les actions sismique étant des actions accidentelle.

Hypothèses de calcul

- Les sections planes avant déformations restent après déformations.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5\%$ en flexion composé.

$\epsilon_{bc} = 2 \%$ en compression simple.

L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc}=10\%$ L les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression.
- L'acier en traction est en compression.

Règles des trois pivots

On fonction des sollicitations normale la rupture d'une section en béton armée peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les postions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

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

- La déformation est représentée par une droite passant l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3.5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Tableau I.1: Règles des trois pivots

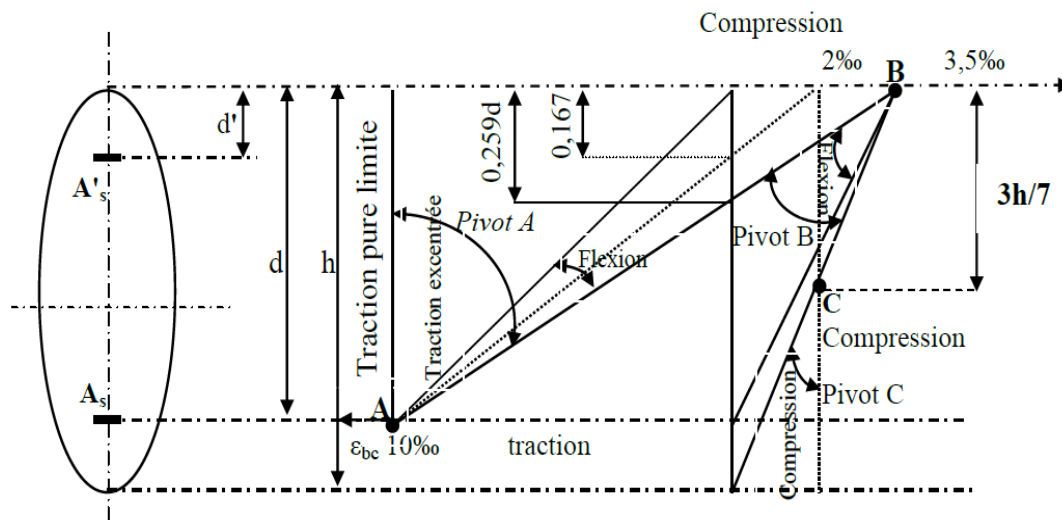


Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section (règles des trois pivots)

I.6.2. Etat limite de service (ELS)

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

Hypothèses de calcul

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

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

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier et celui du béton.

$$\eta = E_s/E_b \text{ (coefficient d'équivalence).}$$

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

I.7. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime**

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

$$1.35G + 1.5Q$$

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action : $G + Q$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \quad \text{avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente} \\ Q: \text{Charge d'exploitation ou surcharge d'exploitation} \\ E : \text{Effort sismique} \end{array} \right.$$

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments structuraux

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de note structure : Poutres, poteau, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement.

Le prédimensionnement est une étape nécessaire dans une étude de projet en béton armé elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toutes en respectant les règles générales en vigueur BAEL91 et RPA 99 version 2003.

II.2. Prédimensionnement des planchers

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. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi deux types des planchers : Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

II.2.1. Plancher en corps creux

Pour dimensionner le plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher il suffit de satisfaire la condition de **BAEL 91** suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \text{ avec } \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

Niveaux	$L_{\max}$ (m)	$L_{\max}/22.5$	h_t (cm)	Type du plancher
Terrasse et étage courant	3.06	13.6	20	Corps-creux 16 + 4
RDC	3.06	13.60	20	Corps-creux 16 + 4

Tableau II.1: Tableau récapitulatif du choix de plancher

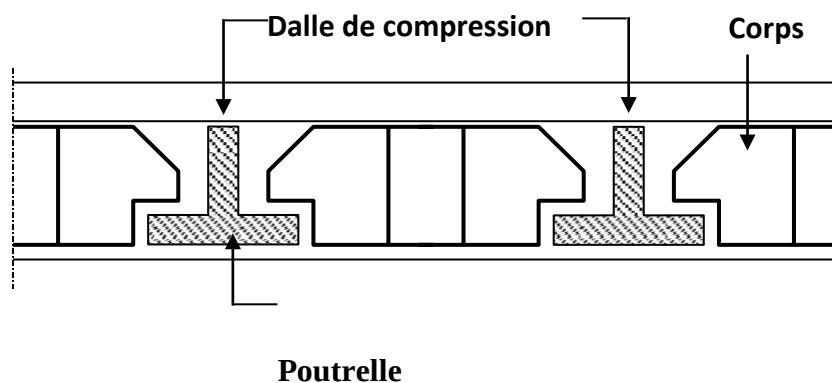


Figure II.1: Configuration d'un plancher corps creux.

II.3. Evaluation des charges et des surcharges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage (DTR BC 2.2 Annexe C).

II.3.1. Charges permanentes et d'exploitation

a. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

- 1) Protection en gravillon roulé (4 cm) : $4 \times 0.20 = 0.80 \text{ kN/m}^2$
- 2) Etanchéité multicouche (2 cm) : $= 0.12 \text{ kN/m}^2$
- 3) Forme de pente en béton léger..... $= 0.90 \text{ kN/m}^2$.
- 4) Asphalté coulé sablé (2.5cm) + polystyrène..... $= 0.66 \text{ kN/m}^2$.
- 5) Plancher en corps creux + dalle de compression (16+4)..... $= 2.85 \text{ kN/m}^2$.
- 6) Enduit en plâtre (2cm)..... $0.1 \times 2 = 0.20 \text{ kN/m}^2$.

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

$$Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

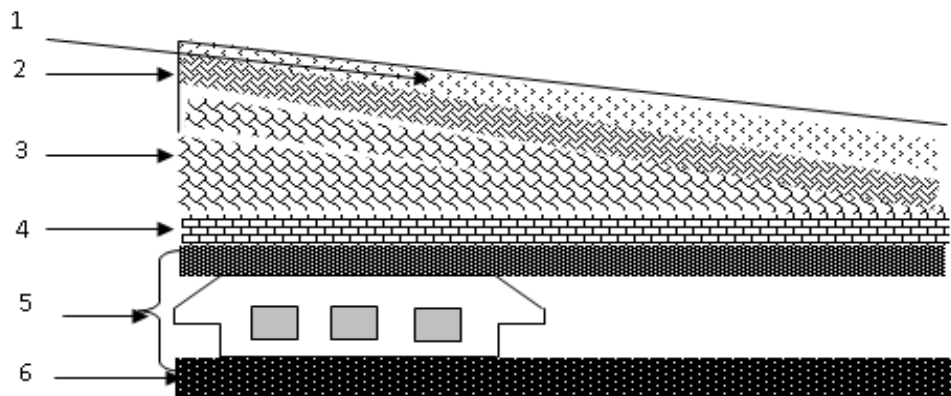


Figure II.2: Coupe d'un plancher terrasse

b. Plancher étage courant

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

$$\underline{G = 5.04 \text{ kN/m}^2}$$

$$Q \text{ (R.D.C à usage commercial (boutiques))} = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \text{ (1}^{\text{er}} \text{ au 8}^{\text{ème}} \text{ étages à usage d'habitation)} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \text{ (Sous-sol)} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

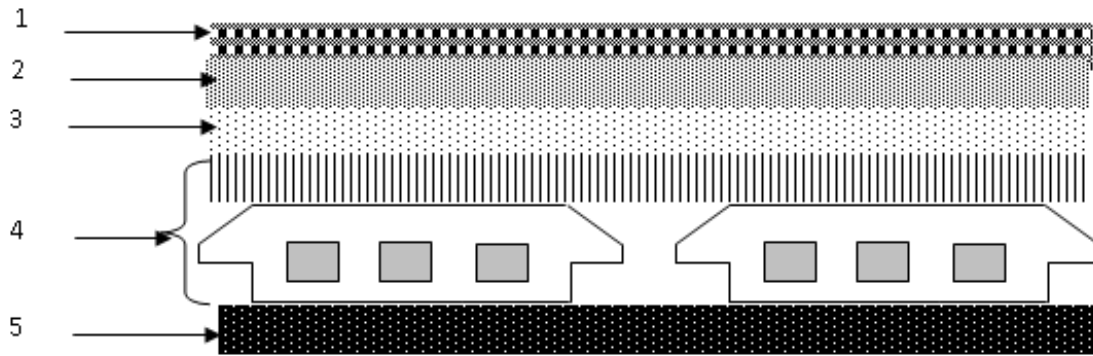


Figure II.3: Coupe d'un plancher étage courant

c. Dalle Pleine « Balcon

- | | |
|--|--|
| 1) Revêtement en carrelage (2cm)..... | $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ |
| 2) mortier de pose (2cm)..... | $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ |
| 3) Sable fin pour mortier (2cm)..... | $0.17 \times 2 = 0.34 \text{ kN/m}^2$ |
| 4) Plancher à dalle pleine en béton armé (15cm)..... | $0.25 \times 15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$ |
| 5) Enduit en plâtre (2cm)..... | $0.1 \times 2 = 0.20 \text{ kN/m}^2$ |
| 6) Cloison en briques creuses..... | $= 0.90 \text{ kN/m}^2$ |

$$G = 5.99 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

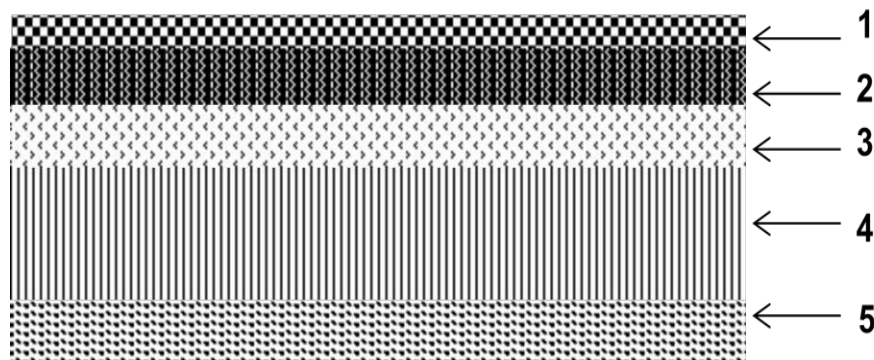


Figure II.4: Plancher en dalle pleine

d. Murs de façade extérieurs

- | | |
|---|-------------------------|
| 1) Enduit extérieur en ciment (2cm)..... | $= 0.36 \text{ kN/m}^2$ |
| 2) Paroi en briques creuses (15 cm) | $= 1.30 \text{ kN/m}^2$ |

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

3) Paroi en brique creuses (10cm) = 0.90kN/m².

4) Enduit intérieur en plâtre (1.5cm) = 0.27kN/m².

G (RDC au 8^{ème} étage) = 2.83kN/m².

. G (Sous-sol) (mur en béton armé) = 0.2 x 25 = 5kN/m²

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

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

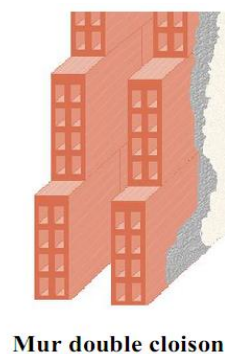
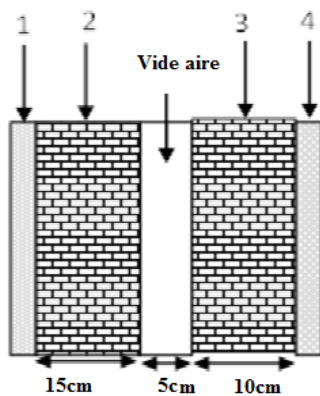


Figure II.5: Murs extérieurs

e. Murs intérieurs

Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) : = 0.27kN/m²

Briques creuses (10 cm) : = 0.90kN/m²

Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) : = 0.27kN/m²

$G = 1.44\text{kN/m}^2$

avec une ouverture de 20% :

$G = 1.44 \times 80\% = 1.44 \times 0.8 = 1.152\text{kN/m}^2$

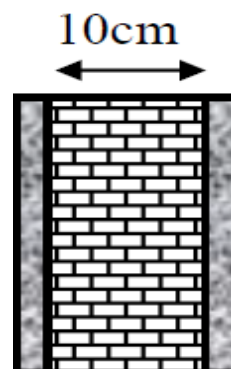
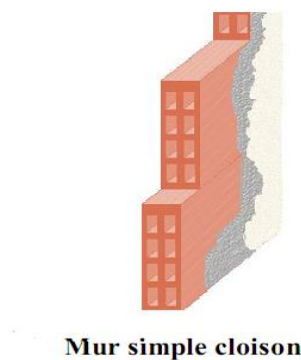


Figure II.6: Murs intérieurs

II.4. Prédimensionnement des poutres

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

II.4.1 Poutres principales :

$$L_m = 433 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 28.86 \text{ cm} \leq h_t \leq 43.3 \text{ cm} \\ 10.80 \text{ cm} \leq b \leq 14.40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 43.30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.44 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(40 x 30) cm²**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 37.73 \text{ cm} \leq h_t \leq 56.6 \text{ cm} \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 40 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.7 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(40 x 45) cm²**

II.4.2. Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 400 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 26.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 300 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm} \\ 8.1 \text{ cm} \leq b \leq 10.8 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30 x 30) cm²**.

II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. 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 relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

$$\begin{aligned} \text{Sous terrasse} & \dots \dots \dots Q_0 \\ \text{Sous étage 1} & \dots \dots \dots Q_0 + Q_1. \\ \text{Sous étage 2} & \dots \dots \dots Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2). \\ \text{Sous étage 3} & \dots \dots \dots Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3). \\ \text{Sous étage 4} & \dots \dots \dots Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4). \\ & \dots \dots \dots \frac{3+n}{2n} \\ \text{Sous étage n} & \dots \dots \dots Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots \dots \dots + Q_n) \text{ Pour } n \geq 5 \end{aligned}$$

Tableau II.2: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	Charge (kN/m²)
Terrasse	$N_{q0} = 1.00$	1
09	$N_{q1} = q_0 + q_1$	2.5
08	$N_{q2} = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$	3.85
07	$N_{q3} = q_0 + 0.9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5.05
06	$N_{q4} = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6.1
05	$N_{q5} = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7
04	$N_{q6} = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7.75
03	$N_{q7} = q_0 + 0.71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8.46
02	$N_{q8} = q_0 + 0.69 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	9.28
01	$N_{q9} = q_0 + 0.67 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$	10.04
RDC	$N_{q10} = q_0 + 0.65 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9 + Q_{rdc})$	12.37
Sous-sol	$N_{q11} = q_0 + 0.64 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9 + Q_{rdc} + q_{\text{sou sol}})$	13.80

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

II.6. Prédimensionnement des poteaux

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

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.6.1. La surface afférente du poteau

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

$$S = ((4.33/2) + (3.70/2)) \times ((3.05/2) + (4/2))$$

$$S = 14.18 \text{ m}^2$$

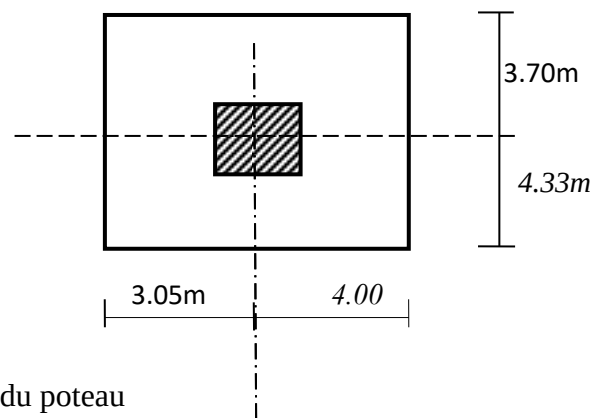


Figure II.7: Surface afférente du poteau

II.6.2. Exemple de calcul

a. Prédimensionnement des poteaux

a.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux N_u

a.1.1. Efforts de compression due aux charges permanentes N_G et Surcharge N_Q

$$G_{\text{terrasse}} = 5.48 \times 14.18 = 71.40 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 5.04 \times 10 \times 14.18 = 714.672 \text{ KN}$$

$$G_{\text{(sous soul)}} = 5.99 \times 14.18 = 84.938 \text{ KN}$$

$$Q = 13.80 \times 14.18 = 204.24 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1.1 \times (77.70 + 714.672 + 84.938) = 965.04 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1.1 \times 204.24 = 224.66 \text{ KN}$$

$$N_U = (1.35 \times 965.04) + (1.5 \times 224.66) = 1639.794 \text{ KN}$$

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

a.2.2. Détermination de la section du poteau (a x b)

b. Détermination de "a"

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i}$$

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

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3.60 \text{ m. } L_f = 0.7 \times 350 = 315 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{315}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{315}{0.289 \times 50} = 21.79 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50cm**

c. Détermination de b :

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

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_e = 400 \text{ MPa ; } \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

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

B_r : Section réduite

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

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (IIa)}$$

$$A_s = 0.8 [48(b-2)] = 0.384(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{21.96}{35}\right)^2} = 0.79$$

$$N_u \leq 0.79 \left[\frac{48(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.384(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right] = 28.62 \text{ cm}$$

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

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

Section de poteau de section : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

1-Détermination de (a) :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élancement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement par son

$$B = axb$$

$$I = \frac{bx^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{bxa^3}{12xaxb}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289 a$$

On a: $L_0 = 3.06\text{m}$; $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.142}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{2.142}{0.289 \times 50} = 14.82\text{cm}$$

On prend : $a = 40 \text{ cm}$

2-Détermination de b :

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

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

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

B_r : section réduite

$$B_r = (40-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.8 \% B_r \dots \dots \dots \textbf{Zone IIa}$$

$$A_s = 0.8\% [48(b-2)] = 0.384 (b-2) \text{ cm}^2$$

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 306}{0.289 \times 50} = 18.53 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2] = 0.80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; F_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

$$1949,61 \leq 0,80 \left[\frac{48(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,384(b-2).40.}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 27,01 \text{ cm}$$

Donc : On prend **b = 40cm.**

D -Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) « Article 7.4.1 » :

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm en zone lia.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \geq h_e/20 = 408/20 = 20.4 \text{ cm.}$$

$$1/4 < b_1/h_2 = 40/40 = 1 < 4.$$

D -1-Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) :

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm en zone lia.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm.}$$

$$1/4 < b_1/h_2 = 40/40 = 1 < 4.$$

Tableau II.3: Choix des sections des poteaux rectangulaires

11	(35 x 35)
10	(35 x 35)
9	(35 x 35)
8	(40 x 40)
7	(40 x 40)
6	(40 x 40)
5	(45x45)
4	(45x45)
3	(45x45)
2	(50x 50)
1	(50 x50)
RDC	(50x 50)
Sous-sol	(50x 50)

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

e. Détermination du diamètre du Poteau (D)

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

$$\lambda = \frac{4 \times L_f}{D} = \frac{2,8L_0}{D} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = \frac{\pi \times D^2}{4} ; I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$i = \sqrt{\frac{\pi \times D^4 \times 4}{64 \times \pi \times D^2}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = 0,25D$$

-On a: $L_0 = 3.06$ m; $L_f = 0.7 \times 306 = 214.2$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.25D} \leq 50 \rightarrow D \geq \frac{214.2}{0.25 \times 50} = 17.136 \text{ cm}$$

On prend : $D = 45$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.8L_0}{D} = \frac{856.8}{45} = 19.04 < 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

-On a: $L_0 = 408$ m; $L_f = 0.7 \times 408 = 285.6$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285.6}{0.25D} \leq 50 \rightarrow D \geq \frac{285.6}{0.25 \times 50} = 22.848 \text{ cm}$$

On prend : $D = 50$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.8L_0}{D} = \frac{1142.4}{50} = 22.848 < 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau II.4: Choix des sections des poteaux circulaires

Niveau	Section de poteau (cm)
Sous - sol	D = 50
RDC	D = 50
01	D = 50
02	D = 45
03	D = 45
04	D = 45
05	D = 45
06	D = 40
07	D = 40
08	D = 40

II-7. Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles (RPA99/2003) « Article 7.7.1 ».

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 extrémités.

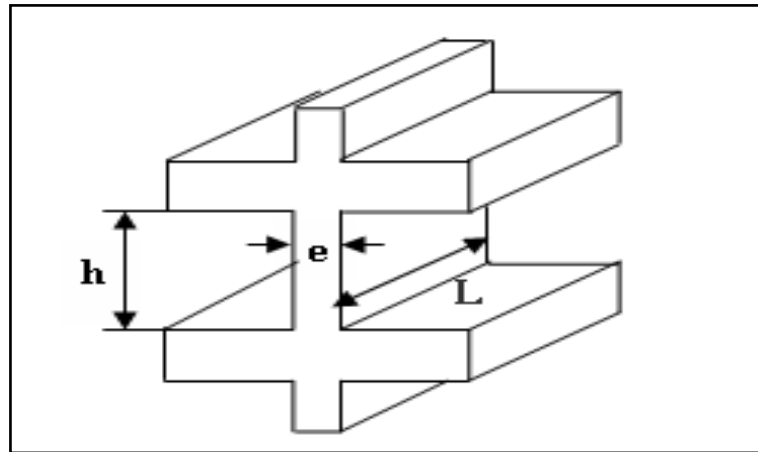


Figure II.8: Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le **(RPA99 version 2003)** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

a. rez de chaussée

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

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

b. Sous-sol

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

c. Etage courant

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

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

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

d. Tableau récapitulatif

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

Tableau II.5: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Diamètre du poteau (cm)	Section des poutres secondaires (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)	Section des poutres principales (cm ²)	
S-sol	50 x 50	D = 50	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
RDC	50 x 50	D = 50	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
01	45 x 45	D = 50	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
02	40 x 40	D = 45	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
03	40 x 40	D = 45	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
04	40 x 40	D = 45	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
05	40 x 40	D = 45	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
06	35 x 35	D = 40	30 x 35	20	30 x 50	30 x 40
07	35 x 35	D = 40	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
08	35 x 35	D = 40	30 x 35	20	40 x 45	30 x 40
Terrasse	/	/	30 x 35	/	40 x 45	30 x 40

Chapitre III

Etude des planchers

III-1-Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées de section en T, elles sont disposées suivant la petite portée, distances de 65cm.

Deux types de planchers existent :

Planchers coulés sur place.

- Planchers préfabriqués.

III-2- Planchers à corps creux :

Les planchers à poutrelles préfabriqués sont des planchers dont l'ossature porteuse est constituée d'éléments en béton. Ce type de plancher est couramment employé pour le cas de charges modérées car il peut être mis en œuvre avec des moyens de levage limités. Ce type de plancher est constitué de trois éléments qui sont :

Les entrevous ou corps creux (appelés aussi Hourdis).

Le hourdis ou dalle de compression.

- Les poutrelles préfabriquées en béton armé.

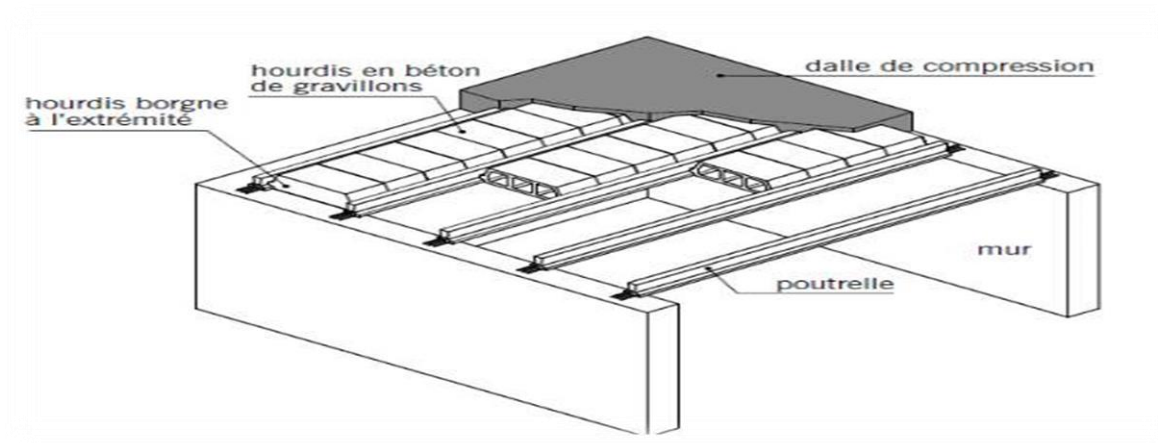


Figure III-1 : les éléments d'un plancher à corps creux.

Nous avons un plancher à corps creux :

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

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 20cm. \\ b_0 = 12cm. \\ h_0 = 4cm. \end{cases}$ avec $b = 65cm.$

III. 3. Méthode de calcul des poutrelles :

III.3.1. Méthode des trois moments

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

1.2. Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

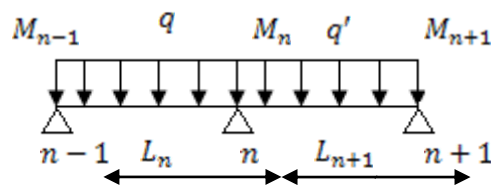


Figure III.5: Schéma explicatif

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

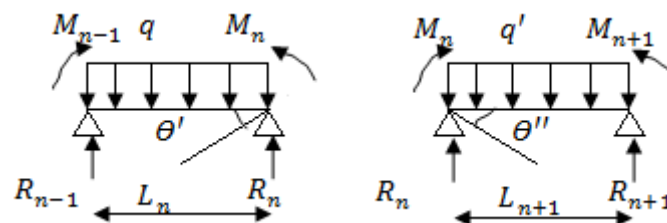


Figure III.6: Schéma explicatif

Avec :

M_{n-1}, M_n et 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 les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

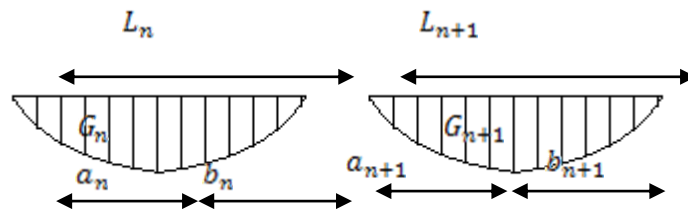


Figure III.7: Schéma explicatif

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

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

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

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

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

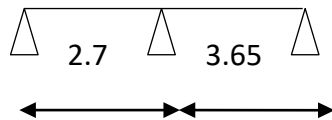
$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

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

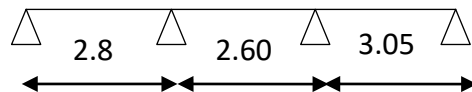
III.4. Etude des poutrelles :

III.4.1. Différents types des poutrelles :

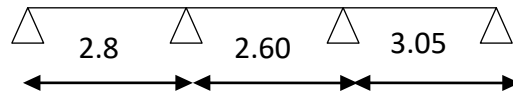
Type 01



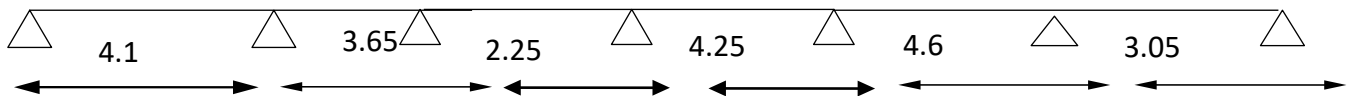
Type 02



Type 03



Type 04



III.4.2. Combinaisons des charges

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

- **SOUS-SOUL**

$$\text{E.L.U : } q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 2.5) \times 0.65$$

$$q_u = 6.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S : } q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 + 2.5) \times 0.65 = 4.90 \text{ KN/m}$$

- **R.D.C**

$$\text{E.L.U : } q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 4) \times 0.65$$

$$Q_u = 8.322 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 + 4) =$$

$$Q_s = 5.876 \text{ KN/m}$$

- **ÉTAGE COURANT**

$$\text{E.L.U: } q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 1.5) \times 0.65$$

$$Q_u = 5.88 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 + 1.5) \times 0.65$$

$$Q_s = 4.251 \text{ KN/m}$$

- **TERASSE**

E.L.U :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$Q_u = (1.35 \times 5.48) + (1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.784 \text{ KN/m}$$

E.L.S :

$$Q_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$Q_s = (5.48 + 1) \times 0.65 = 4.212 \text{ KN/m}$$

Plancher sous-sol:

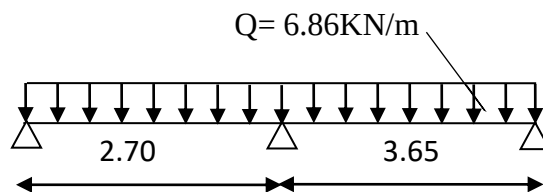
$$E.L.U : q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 2.5) \times 0.65$$

$$Q_u = 6.86 \text{ KN/m}$$

$$E.L.S : q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 + 2.5) \times 0.65$$

$$Q_s = 4.90 \text{ KN/m}$$

Type_I : Poutre à deux travées (L'ELU).



Le calcul se fait la formule :

$$2.7 M_A + (2(2.7 + 3.65) M_B + 3.65 M_C) = \frac{6.86}{4} (2.7^3 + 3.65^3)$$

$$2.7 M_A + 12.70 M_B + 3.65 M_C + 115.15 = 0$$

$$M_A = 0 \text{ et } M_C = 0 \text{ KN.m}$$

On remplace M_A et M_C dans l'équation (1) : $M_B = -11.18 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées :**

$$M_t^{AB} = 2.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 7.27 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_t \text{ max} = 7.27 \text{ kn.m}$$

- **L'effort tranchant :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{0 + 9.22}{2.7} + \frac{6.86 \times 2.7}{2} = 12.70 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{0 + 9.22}{2.7} - \frac{6.86 \times 2.7}{2} = -5.84 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-9.22}{3.65} + \frac{6.86 \times 3.65}{2} = 10 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{-9.22}{3.65} - \frac{6.86 \times 3.65}{2} = -15.05 \text{ KN}$$

Diagramme

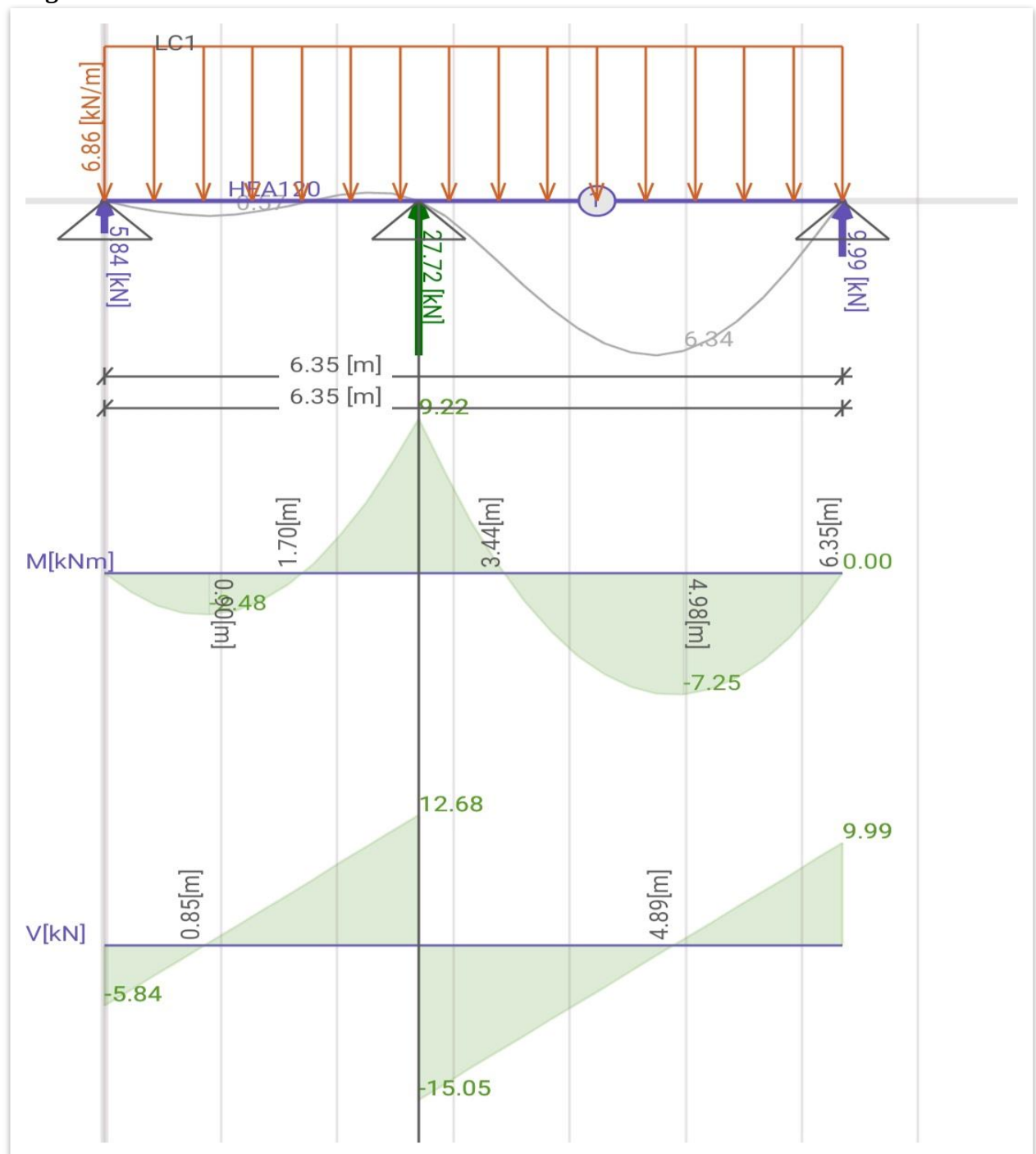
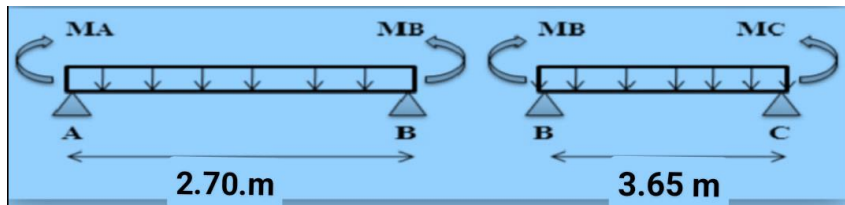


Figure III.8 : Diagramme des moments et efforts tranchants pour poutre à deux travées.

Type II : Poutre à deux travées A L'E.L. S :



Le calcul se fait la formule :

$$2.7 M_A + (2 (2.7+3.65) M_B + 3.65 M_C = \frac{4.90}{4} (2.7^3 + 3.65^3)$$

$$2.7 M_A + 12.70 M_B + 3.65 M_C + 83.67 = 0$$

$$M_A = 0 \quad \text{et} \quad M_C = 0 \text{ KN.m}$$

On remplace M_A et M_C dans l'équation (1) : $M_B = 6.59 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées :**

$$M_t^{AB} = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 5.19 \text{ KN.M} \quad \Rightarrow M_t \text{ max} = 5.19 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{0+6.59}{2.7} + \frac{4.90 \times 2.7}{2} = 9.06 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{0+6.59}{2.7} - \frac{4.90 \times 2.7}{2} = -4.17 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-6.56}{3.65} + \frac{4.90 \times 3.65}{2} = 7.14 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{-9.22}{3.65} - \frac{6.86 \times 3.65}{2} = -10.75 \text{ KN}$$

Diagramme ;

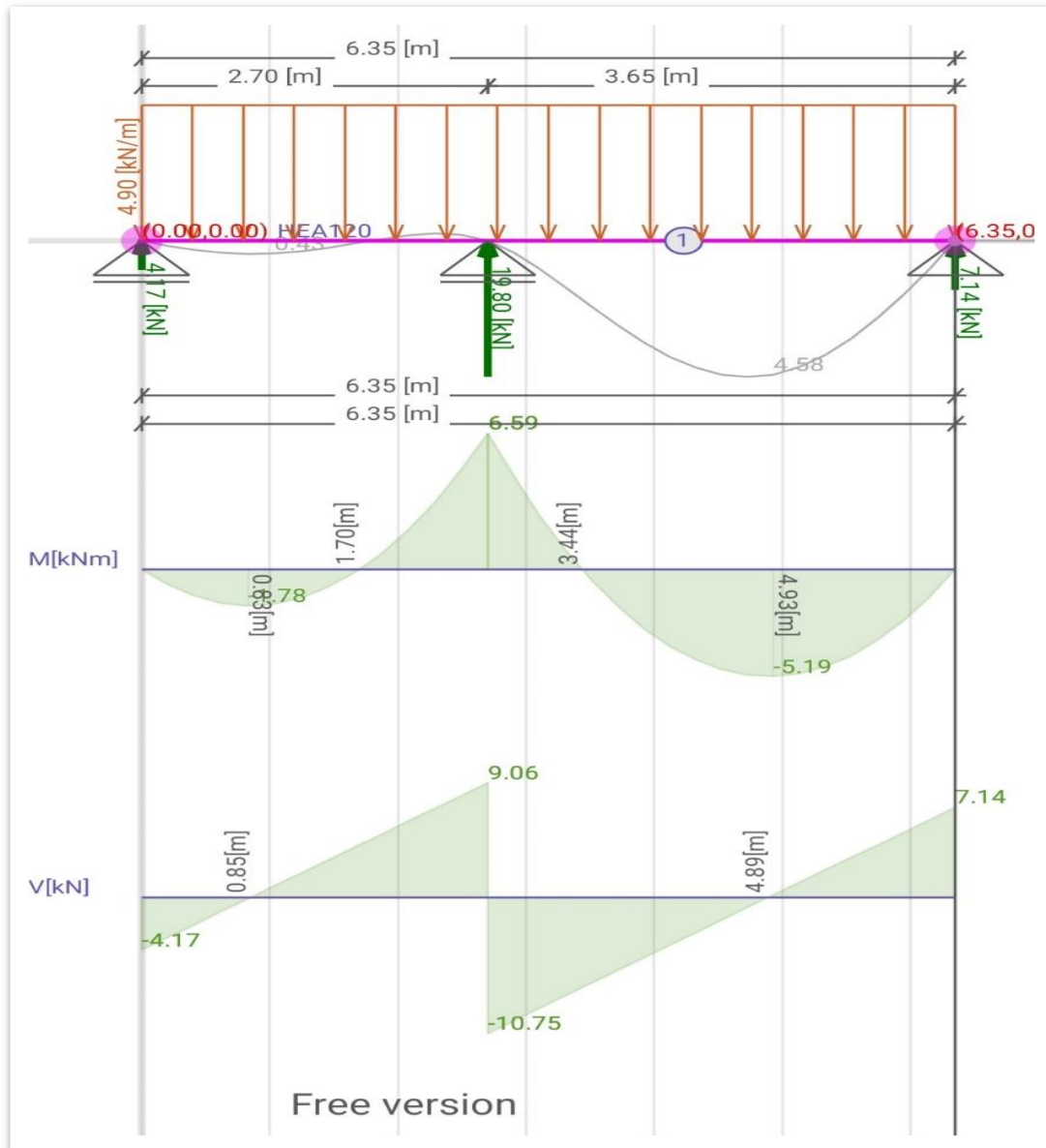


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S

Tableau III.1. Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e
01	1-2	2.70	2.48	1,25	9.22	12.68	-5.84	1.78	0.89	6.59
	2-3	3,65	7.25	9.22	2.28	10	-15.05	5.19	6.59	0.89
02	1-2	1.05	0.13	0.19	2.34	5.84	-1.41	0.09	0.12	1.65

	2-3	2,70	1.87	2.34	6.83	10,94	-7.58	1.33	1.65	4.88
	3-4	3.65	4.66	6.83	6.61	12.46	-12.58	3.32	4.88	4.72
	4-5	2,25	1.66	6.61	0.87	4.78	-10,66	1.15	4.72	0.62
03	1-2	2.80	4.50	1.34	4.87	11.34	-7.87	3.18	0.62	3.48
	2-3	2.60	0.44	4.87	5.85	9.30	-8.54	0.31	3.48	4.18
	3-4	3.05	5.31	5.85	1.60	8.54	-12.38	3.80	4.18	1.40
04	1-2	4.10	8.96	2.88	12.15.	17.02	-11.10	6.37	2.06	8.68
	2-3	3.65	3.90	12.15	3.65	10.19	-14.85	2.63	8.68	2.61
	3-4	2.25	0.24	3.65	6.91	9.16	-6.27	0.67	2.61	4.93
	4-5	4.25	5.78	6.91	12.53	15.90	-13.26	4.19	4.93	8.95
	5-6	4.60	6.61	12.53	10.32	15.29	-16.25	4.79	8.95	7.37
	6-7	3.05	3.65	10.32	1.60	7.08	-13.85	2.52	7.37	1.40

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Moment max = 8.34 KN .m
 Ma rive = 2.81 KN .m
 Ma inter médiane = 13.15KN
 L'effort tranchant = 15.90 KN

Mt ser = 6.26 KN .m

Ma = 8.68 KN.m

1. Ferrailage des poutrelles :

5-1- Calcul des armatures longitudinales :

❖ **ELU :**

1- En travée :

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 8.96 \text{ KN.m} < 59.07 \text{ KN.m}$$

D'onc :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{8.96 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 65} = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.36$$

→ $\beta = 0.986$ est tiré du tableau

$$B = 1 - 0.4 \alpha = 0.986$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{8.96 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 x h_t x v_2 x f_e}$$

$$\text{Avec : } V = \frac{(b x h x (h_t - \frac{h_0}{2}) + (b_0 x h_t - h_0 x \frac{(h_t - h_0)}{2}))}{(b x h_0) + (b_0 x (h_t - h_0))}$$

$$V = \frac{(65 x 4 x (20 - \frac{4}{2}) + (12 x (20 - 4) x \frac{(20 - 4)}{2}))}{(65 x 4) + (12 x (20 - 4))} = 13.75 \text{ m}$$

$$V = h_t - v_2 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ m}$$

D'après la formule on prend : V_2

$$= 13,75 \text{ cm } V_1 = h_t - V_2 = 6,$$

25cm

$$I = \frac{b V_1^3 - (b - b_0) (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - V_1)^3}{3}$$

On prend : **$I = 15486,92 \text{ cm}^4$**

• **Condition de non fragilité (section en T)**

$$A_{min} = \frac{15486.92 x 2.10}{0.81 x 20 x 13.75 x 400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.37 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$.**

2- Sur appui intermédiaire (armatures supérieure) :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{12.75 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.230 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.230 \quad \beta = 0.868$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{12.75 \times 10^3}{0.868 \times 18 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (12x20)

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 x h_t x v_1 x f_e} = \frac{15486.92 x 2.1}{0.81 x 20 x 6.25 x 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ cal} = 2.30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **1T12(filante)+1T14(chapeau) : $A_s = 2.67 \text{ cm}^2$**

3. Appuis de rive :

$$M_{a.rive} = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{2.88 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.052 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.977$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{2.88 \times 10^3}{0.977 \times 18 \times 348} = 0.470 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{l \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = \frac{15486.92 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.470 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **1T12=1.13cm².**

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{t(ser)} = 8.96 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène « s » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A' (y - C') - \eta \times A (d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}; \eta = 15; A = 2.36 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}.$$

$$32.5y^2 + 247.4y + 1339.3 = 0 \rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

$$Y = 3.92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A' (y - C') + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3.92)^3 + 15 \times 2.36 (18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{8.95 \times 10^3}{5867.30} \times 3.92 = 4.21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 17.02 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17.02 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.787 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.2 \times f_{wj}; 5 \text{ MPa}) \text{ ''fissuration préjudiciable'' :}$$

$$\tau_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.787 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

C.-à-d. pas de risque de cisaillement.

5-2- Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre :

Après le BAEL 99 (A.5.1.23) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \text{ mm.}$$

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

$$\phi_t \leq \min(5.71; 12; 10) \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(16.20; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.20 \text{ cm. On prend}$$

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

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots (1)$$

$$K = 1 \quad \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1. f_e = 235 \text{ MPa}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

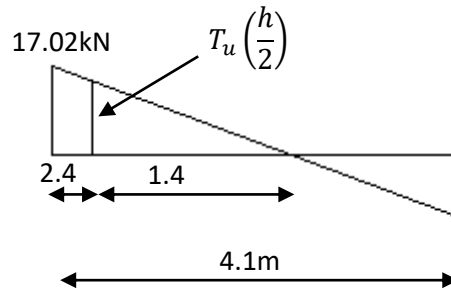


Figure III-3 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \left(\frac{h}{2} \right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} [X - \left(\frac{h}{2} \right)]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.1}{2} + \frac{12.7 - 2.51}{6.86 \times 4.1} = 2.414 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{17.02 \times (2.41 - 0.10)}{2.41} = 19.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{17.02 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.787 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0.787 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} = 0.012 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0.45 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}) \Rightarrow$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.45 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0.47 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0.45 \times 12}{235} = 0.022 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,022$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,022 \times 15 = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{12,75}{0,9 \times 18, \times 10^{-2}} = 78,70 \text{ kN}$$

$$F_u 78,70 \text{ kN} > T_u = 17,02 \text{ kN}$$

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

f) Compression de la bielle d'about :

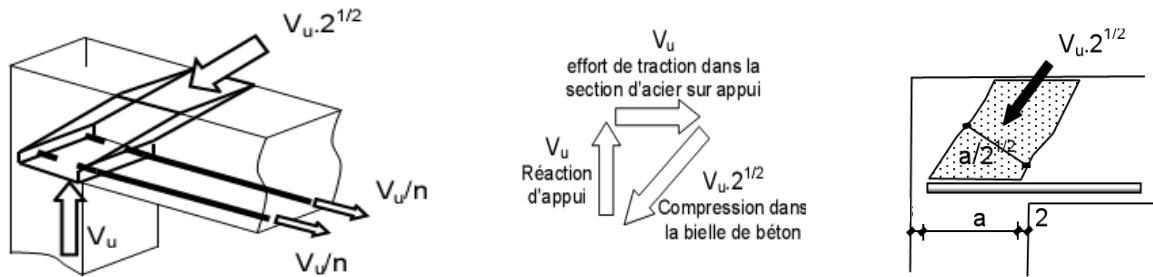


Figure III.11: Schéma de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la biellette est de :

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

Où : a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$$

$$a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,02 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,020 \text{ m} = 2,00 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 50 \text{ cm}$$

Avec : c' : L'enrobage ; a' : La largeur d'appui ; c : La largeur de l'appui du poteau.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 16.20 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} > 2,00 \text{ cm} ; C. \text{ vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\Psi_s = 1.5$ pour HA; $T = 20.25 \text{ KN}$; $n = 3$; $\mu = 3.14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{17.02 \times 10^3}{16.2 \times 3.76 \times 3 \times 10^2} = 0.928 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times f_{ct28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.928 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.30 \text{ cm}$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire ($b=30 \text{ cm}$), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

f) Vérification de la flèche

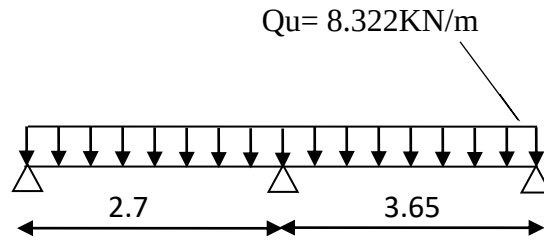
Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{9.53}{15 \times 14.20} = 0.054 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Plancher R.D.C:

Type I : poutre a deux travées



Le calcul se fait la formule :

$$2.7 M_A + (2 (2.7+3.65) M_B + 3.65 M_C = \frac{-8.322}{4} (2.7^3 + 3.65^3)$$

$$2.7 M_A + 12.70 M_B + 3.65 M_C + 142.11 = 0$$

$$M_A = 0 \text{ et } M_C = 0 \text{ KN.m}$$

On remplace M_A et M_C dans l'équation (1) : $M_B = -11.18 \text{ KN.m}$

Moments en travées :

$$M_t^{AB} = 3.02$$

$$M_t^{BC} = 8.83$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{0+11.18}{2.7} + \frac{8.322 \times 2.7}{2} = 15.37 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{0+11.18}{2.7} - \frac{8.322 \times 2.7}{2} = 7.09 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-11.18}{3.65} + \frac{8.322 \times 3.65}{2} = 12.12 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-11.18}{3.65} - \frac{8.322 \times 3.65}{2} = -18.25 \text{ KN}$$

Diagramme

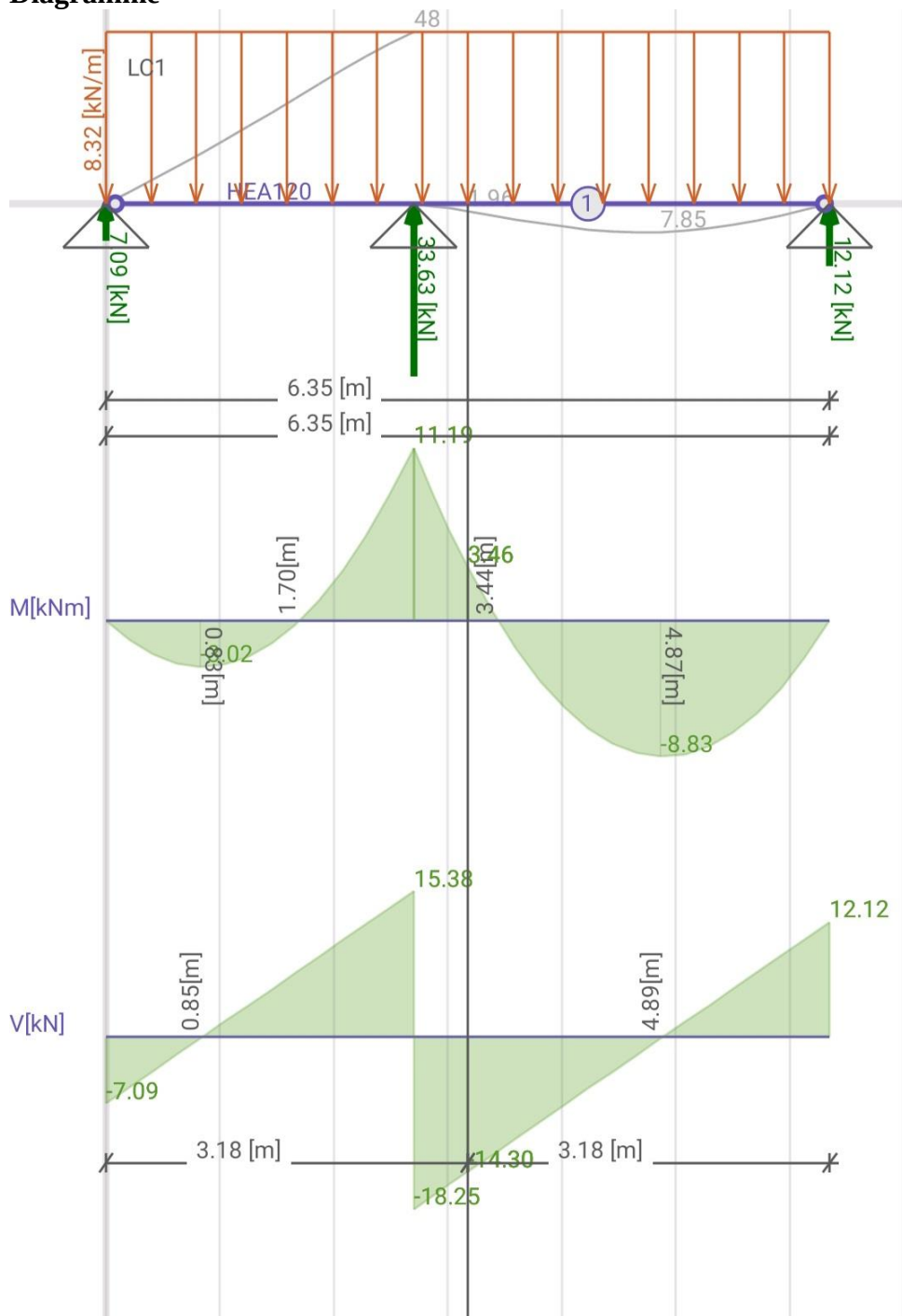


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

Tableau III.2. Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e
01	A-B	2.70	3.01	-1.51	1.19	15.38	-7.09	2.11	1.07	7.90
	B-C	3,65	8.82	-11.19	1.51	12.12	-18.25	6.22	7.90	1.07
02	A-B	1.05	0.16	-0.22	2.80	4.97	-1.20	0.11	0.16	1.97
	B-C	2,70	2.25	-2.80	8.29	9.34	-6.50	1.59	-1.97	5.85
	C-D	3.65	5.66	-8.29	8.02	10.67	-10.78	4.00	-5.85	5.66
	D-E	2,25	1.95	-8.02	0.22	4.10	-9.13	1.37	5.66	0.16
03	A-B	2.80	5.47	-1.63	5.91	13.76	-9.54	3.84	1.15	-4.17
	B-C	2.60	0.50	-5.91	4.09	11.28	-10.36	0.37	4.17	-5.02
	C-D	3.05	6.43	-4.09	1.61	10.36	-15.02	4.56	5.02	1.15
04	A-B	4.10	10.89	-3.49	14.74	20.65	-13.46	7.51	2.46	10.41
	B-C	3.65	4.76	14.74	4.43	12.37	-18.01	3.36	10.41	3.13
	C-D	2.25	1.07	-4.43	8.38	11.11	-7.60	0.75	3.13	5.92
	D-E	4.25	7.06	-8.38	15.20	19.29	-16.08	4.95	5.92	10.74
	E-F	4.60	3.14	-15.20	12.52	18.55	-19.72	5.57	10.74	8.85
	F-G	3.05	4.13	-12.52	3.49	8.59	-16.80	2.92	8.35	-2.46

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment max} = 10.89 \text{ KN.m} \\ \text{M appui} = 15.20 \text{ KN.m} \\ \text{L'effort tranchant} = 20.65 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ ser} = 7.51 \text{ KN.m} \\ M_a = 10.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2. Ferrailage des poutrelles :

5-1- Calcul des armatures longitudinales :

❖ ELU :

En travée :

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 10.89 \text{ KN.m} < 59.07 \text{ KN.m}$$

D'onc

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{10.89 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 65} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.982$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10.89 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 x h_t x v_2 x f_e} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } V = \frac{(b_x h_x (h_t - \frac{h_0}{2}) + (b_0 x h_t - h_0 x \frac{(h_t - h_0)}{2}))}{(b_x h_0) + (b_0 x (h_t - h_0))}$$

$$V = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2}) + (12 \times (20 - 4) \times \frac{(20 - 4)}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13.75 \text{ m}$$

$$V = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ m}$$

D'après la formule on prend :

$$V_2 = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b V_1^3 - (b - b_0) (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - V_1)^3}{3}$$

On prend **I=15486,92 cm⁴**

$$A_s = 1.77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.37 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **3T10 : A_s=2.36cm².**

Sur appui intermédiaire (armatures supérieure) :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{15.20 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.275 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.275 \quad \beta = 0.835$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{15.20 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0.835} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_1 \times f_e} = \frac{15486.92 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ cal} = 2.90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **2T14 :1T14(filante)+1T14(chapeau) $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$**

. Appuis de rive :

$$M_{a.rive} = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{3.49 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{3.49 \times 10^3}{0.967 \times 18 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = \frac{15486.92 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **1T12 =1.13cm².**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{t(ser)} = 7.51 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène « s » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A' (y - C') - \eta \times A (d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}; \eta = 15; A = 2.36 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.36 \times (18 - y) = 0 \rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

$$32.5y^2 + 247.4y + 1339.3 = 0 \rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

$$Y = 3.92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + nA'(y - C') + nA(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + nA(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3.92)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 8323.04 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{7.51 \times 10^3}{8323.04} \times 3.92 = 3.53 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7.51 \times 10^3}{8323.04} \times (18 - 3.92) = 190.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} . \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 20.65 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20.65 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.95 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y pas de risque de cisaillement

5-2- Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre :

Après le BAEL 99 (A.5.1.23) :

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

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

$$\phi_t \leq \min(5.71; 12; 10) mm$$

On prend $\phi_t = 6 mm$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq \min(19.44; 40cm)$$

$$S_t \leq 16.2cm.$$

On prend $s_t = 15 cm$

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots (1)$$

$$K = 1 \quad \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1. Fe = 235 MPa$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

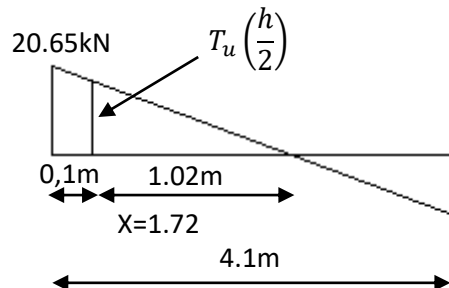


Figure III-3 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.1}{2} + \frac{3.49 - 14.74}{8.322 \times 4.1} = 1.72 m$$

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

$$X - \frac{h}{2} = 1,72 - 0,10 = 1,62 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{20,65 \times 1,62}{1,72} = 19,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{19,44 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,9 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,9 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} = 0,017 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,45 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,45 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,45 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,45 \times 12}{235} = 0,022 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0,022$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,022 \times 15 = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{10,74}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 66,29 \text{ KN}$$

$$F_u = 66,29 \text{ kN} > T_u = 20,65 \text{ KN}$$

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

f) Compression de la bielle d'about :

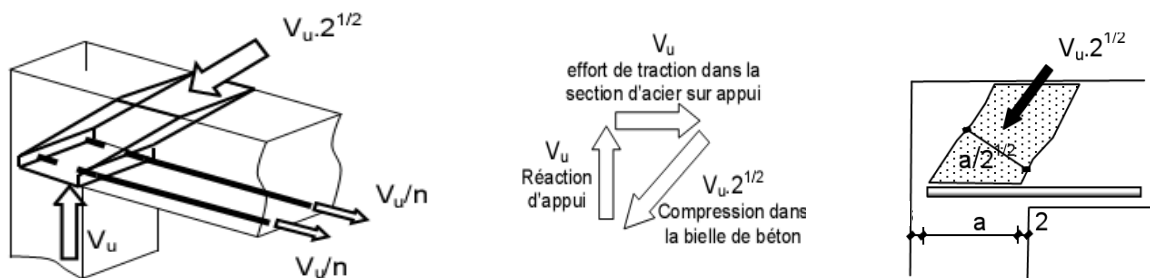


Figure III.11: Schéma de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$$

$$a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 20,65 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 45 \text{ cm}$$

Avec : c' : L'enrobage ; a' : La largeur d'appui ; c : La largeur de l'appui du poteau.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} > 2,4 \text{ cm} ; \text{ C. vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales.

$$\mu : \text{Périmètre d'armatures tendu } \mu = \pi \times \phi = 3,14 \times 1 = 3,14$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour HA ; } T = 20,25 \text{ KN ; } n = 3 ; \mu = 3,14 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{20,65 \times 10^3}{16,2 \times 3,76 \times 3 \times 10^2} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

▪ Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.33 \text{ cm}$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire (b=30cm), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

f) Vérification de la flèche

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

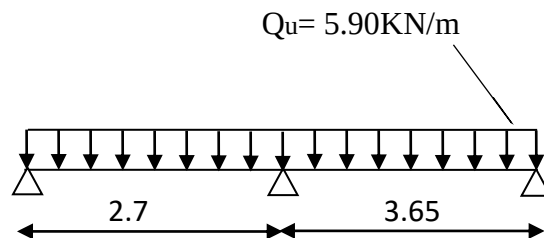
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0.ser}} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{7.51}{15 \times 12.34} = 0.040 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.010 > \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Plancher étage courant :

Type I : poutre a deux travées



Le calcul se fait la formule :

$$2.7 \text{ MA} + (2 (2.7+3.65) \text{ MB} + 3.65 \text{ MC} = \frac{-5.90}{4} (2.7^3 + 3.65^3)$$

$$2.7 \text{ MA} + 12.70 \text{ MB} + 3.65 \text{ MC} + 100.75 = 0$$

$$\text{MA} = 0 \quad \text{et} \quad \text{MC} = 0 \text{ KN.m}$$

On remplace MA et MC dans l'équation (1) :

$$\text{MB} = -7.93 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{Mt}^{\text{AB}} = 2.10$$

$$\text{Mt}^{\text{BC}} = 6.25 \quad \text{M}_{\text{max}} = 6.25 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{0+7.93}{2.7} + \frac{5.90 \times 2.7}{2} = 10.90 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{0+7.93}{2.7} - \frac{5.90 \times 2.7}{2} = 5.03 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-7.93}{3.65} + \frac{5.90 \times 3.65}{2} = 8.59 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{-7.93}{3.65} - \frac{5.90 \times 3.65}{2} = -12.94 \text{ KN}$$

Le Diagramme :

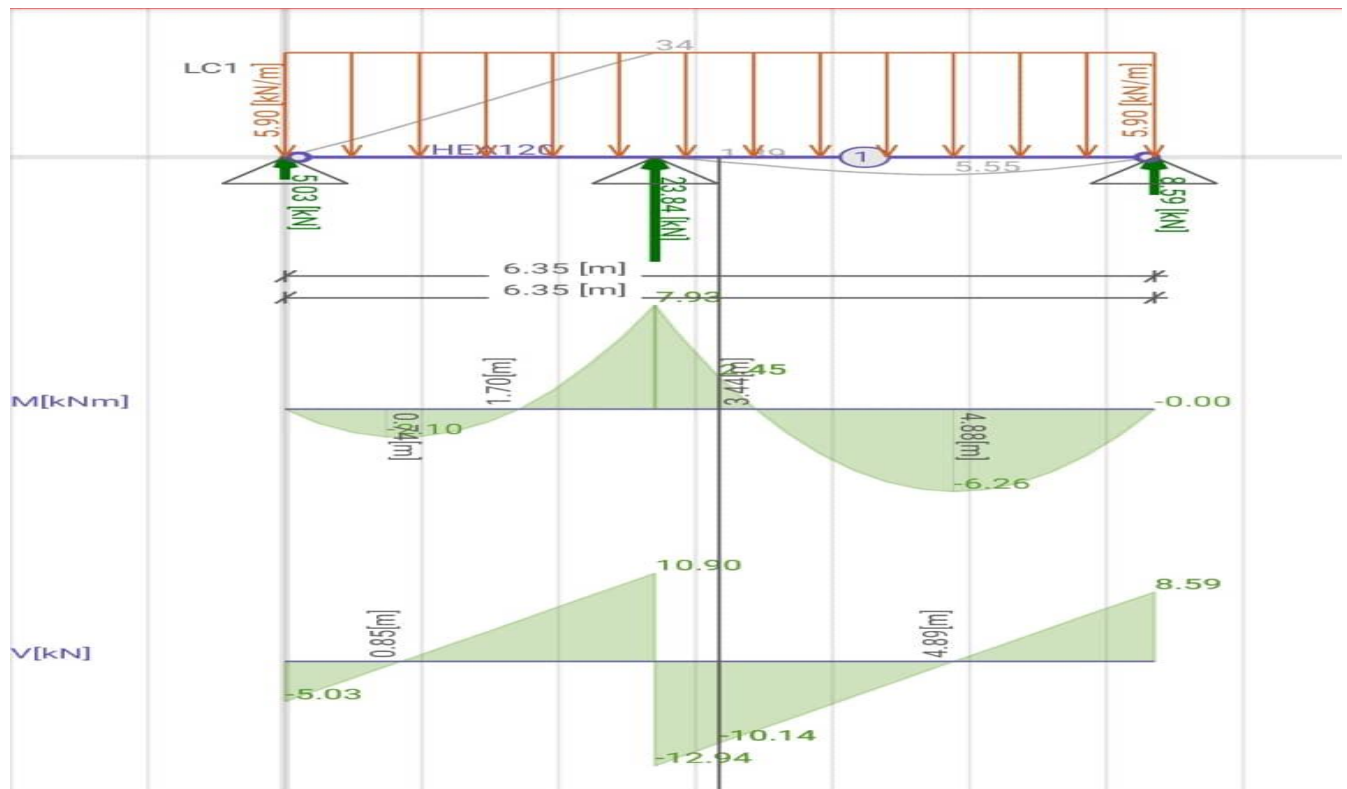


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

Tableau III.3. Récapitulatif des résultats obtenus d'étage courant.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e
01	A-B	2.70	2.10	1,7	7.92	10.90	-5.03	1.52	0.77	5.73
	B-C	3,65	6.26	-7.92	1.07	8.59	-12.94	4.52	5.73	1.41/
02	A-B	1.05	0.06	0.16	1.98	4.99	-1.21	0.04	0.11	1.43
	B-C	2,70	1.61	-1.98	5.88	9.41	-6.52	1.17	1.43	4.24
	C-D	3.65	4.04	-5.88	5.68	10.71	-10.82	1.69	4.24	4.10
	D-E	2,25	1.43	-5.68	0.16	4.11	-9.16	1.03	4.10	0.53
03	A-B	2.80	3.88	1.15	4.19	9.76	-6.76	2.80	0.83	3.02
	B-C	2.60	0.36	-4.19	5.03	7.98	-7.37	0.26	3.02	3.63
	C-D	3.05	4.56	5.03	1.37	6.37	-10.61	3.26	3.63	0.83
04	A-B	4.10	7.54	2.47	10.45	14.64	-9.55	5.44	1.79	7.54
	B-C	3.65	3.37	-10.45	3.14	8.77	-12.77	2.44	7.54	2.27
	C-D	2.25	0.76	-3.14	5.97	7.88	-5.39	0.55	2.27	4.29
	D-E	4.25	4.77	-5.94	10.77	13.68	-11.40	3.45	4.29	7.78
	E-F	4.60	5.77	-10.77	8.88	13.15	-13.98	4.04	7.78	6.41
	F-G	3.05	2.93	-8.88	1.37	6.09	-11.91	2.19	6.41	1.79

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment max} = 7.54 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{M appui} = 10.77 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{L'effort tranchant} = 14.64 \text{ KN} \\ \text{M appui de rive} = 2.47 \text{ KN/m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ ser} = 5.44 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_a = 7.78 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

3. Ferrailage des poutrelles :

5-1- Calcul des armatures longitudinales :

❖ ELU :

3- En travée :

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 7.54 \text{ N.m} < 59.07 \text{ KN.m}$$

D'onc l'axe neutre tombe dans la table de compression

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{7.54 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 65} = 0.025 < \mu_l = 0.392$$

→ $\beta = 0.987$ Tirée du tableau

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{7.54 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_2 \times f_e} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.37 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **3T10 = 2.36 cm²**.

Sur appui intermédiaire (armatures supérieure) :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{10.77 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.195 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.195 \quad \beta = 0.8905$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10.77 \times 10^3}{0.8905 \times 18 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_1 \times f_e} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **2T12 : A_s = 2.26 cm² (1T12 filante + 1T12 chapeau)**

3. Appuis de rive :

$$M_{a.rive} = \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{2.47 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{2.47 \times 10^3}{0.967 \times 18 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = \frac{15486.92 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **1T12 = 1.13 cm².**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{t(ser)} = 5.44 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène « s » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A' (y - C') - \eta \times A (d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}; \eta = 15; A = 2.36 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}.$$

$$32.5y^2 + 247.4y + 1339.3 = 0 \rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

$$Y = 3.92 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

D'onc l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A' (y - C') + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3.92)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 8323.04 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{5.44 \times 10^3}{8323.04} \times 3.92 = 2.56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5.44 \times 10^3}{8323.04} \times (18 - 3.92) = 138.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 138.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14.64 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.67 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5-2- Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre :

Après le BAEL 99 (A.5.1.23) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L\right) \text{ mm.}$$

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

$$\phi_t \leq \min(5.71 ; 12 ; 10) \text{ mm}$$

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

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(16.20 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.20 \text{ cm.}$$

On prend $s_t = 15 \text{ cm.}$

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots (1)$$

$$K = 1 \quad \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1. f_e = 235 \text{ MPa}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

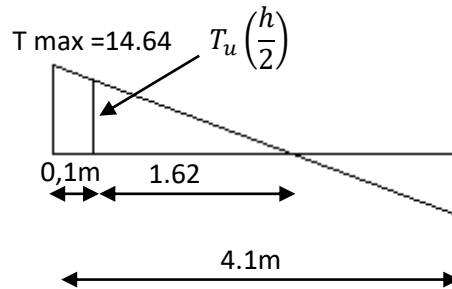


Figure III-3 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \left(\frac{h}{2} \right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} [X - \left(\frac{h}{2} \right)]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.1}{2} + \frac{2.47 - 10.45}{5.90 \times 4.1} = 1.72 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14.64 \times 1.62}{1.72} = 13.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.64 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0.9 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} = 0.6 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0.32 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}) \Rightarrow$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{10,77}{0,9 \times 18, \times 10^{-2}} = 66,48 \text{ KN}$$

$$F_u = 66,48 \text{ kN} > T_u = 14,64 \text{ kN}$$

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

f) Compression de la bielle d'appui :

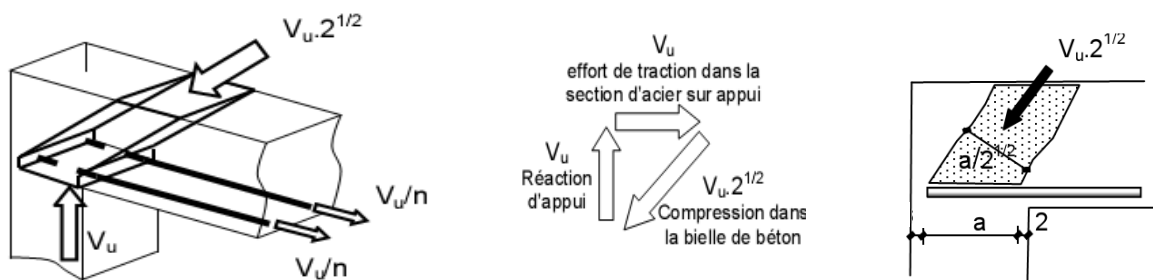


Figure III.11: Schéma de la bielle d'appui

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où : a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$$

$$a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,64 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,014 \text{ m} = 1,72 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 45 \text{ cm}$$

Avec : c': L'enrobage ; a' : La largeur d'appui ; c : La largeur de l'appui du poteau.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16.20 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} > 1.72 \text{ cm} ; \text{ C. vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n: nombre d'armatures longitudinales.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\Psi_s = 1.5$ pour HA; $T = 20.25 \text{ KN}$; $n = 3$; $\mu = 3.14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{14.64 \times 10^3}{16.2 \times 3.76 \times 3 \times 10^2} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times f_{ct28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.80 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.30 \text{ cm}$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire ($b=30 \text{ cm}$), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

f) Vérification de la flèche

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{7.51}{15 \times 12.34} = 0.040 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.010 > \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées d'onc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4. Plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

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

Les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

E.L.U :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$Q_u = (1.35 \times 5.48) + (1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.787 \text{ KN/m}$$

E.L.S :

$$Q_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$Q_s = (5.48 + 1) \times 0.65 = 4.212 \text{ KN}$$

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

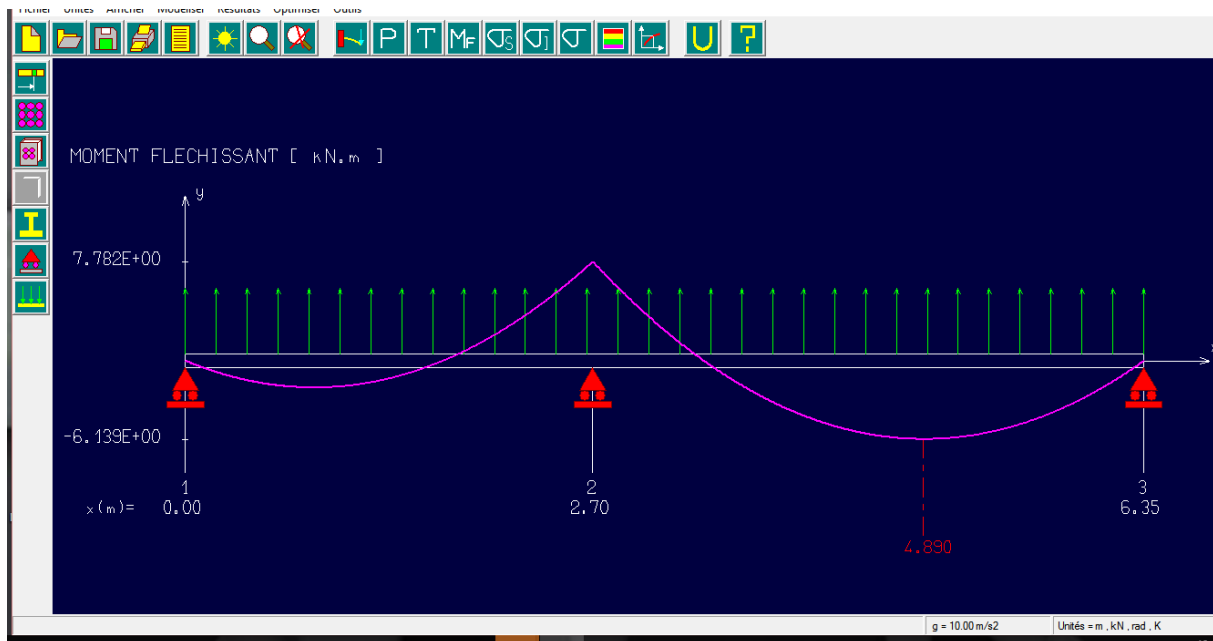


Figure III.D.1 Diagramme des Moments à l'E.L.U

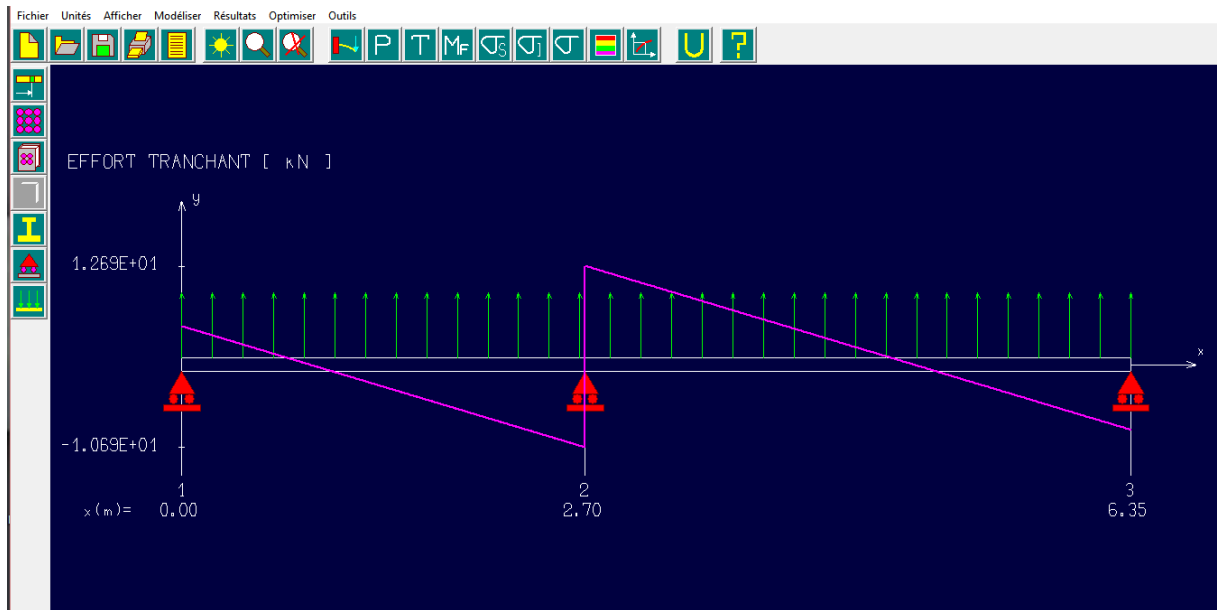


Figure III.D.1 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L. U

A L'E.L. S

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

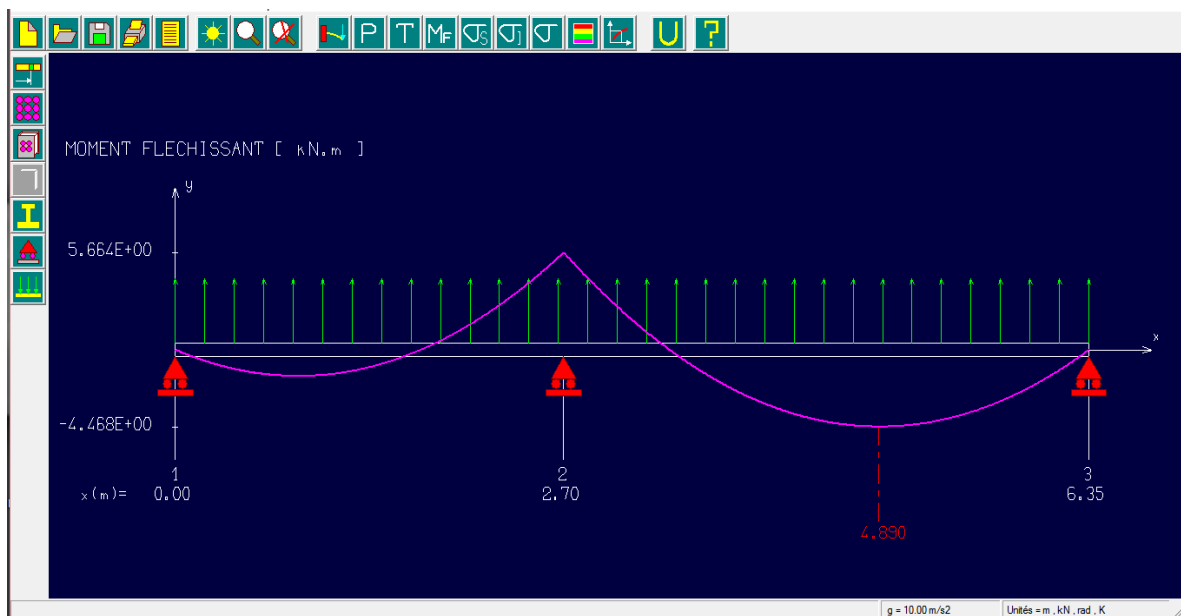


Figure III.D.2 Diagramme des Moments à l'E.L. S

Chapitre III Etude des planchers

Tableau III.4. Récapitulatif des résultats obtenus.

Type de poutrelle	Travée	L		L'E.L.U				L'E.L.S		
		(m)	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e
01	A-B	2.70	6.14	1,06	7.78	4.93	-10.69	4.47	0.76	5.62
	B-C	3,65		7.78	1.92	12.69	-15.05		5.66	1.40
02	A-B	1.05	3.96	0.96	1.94	1.19	-1.41	2.89	0.12	1.42
	B-C	2,70		1.94	5.76	6.39	-7.58		1.42	4.20
	C-D	3.65		5.76	5.57	10.61	-12.58		4.20	4.72
	D-E	2,25		5.57	0.73	8.98	-10,66		4.72	0.53
03	A-B	2.80	4.48	1.15	4.11	6.63	-7.87	3.27	0.82	2.99
	B-C	2.60		4.11	4.94	7.20	--8.54		2.99	3.59
	C-D	3.05		4.94	1.35	10.44	-12.38		3.59	0.98
04	A-B	4.10	7.57	2.43	10.24.	9.36	-11.10	6.49	1.77	7.30
	B-C	3.65		10.24	3.08	12.52	-14.85		7.30	2.19
	C-D	2.25		3.08	5.82	5.29	-6.27		2.19	4.15
	D-E	4.25		5.82	10.56	11.18	-13.26		4.15	7.53
	E-F	4.60		10.56	8.70	13.70	-16.25		7.53	6.20
	F-G	3.05		8.70	1.35	11.67	-13.85		6.20	0.98

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Moment max = 7.57 KN .m

M appui = 10.24 KN .m

L'effort tranchant = 14.36 KN

Mtser = 5.40 KN .m

Ma = 7.53 KN .m

4. Ferrailage des poutrelles :

5-1- Calcul des armatures longitudinales :

❖ ELU :

4- En travée :

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 7.57 \text{ N.m} < 59.07 \text{ KN.m}$$

D'onc l'axe neutre tombe dans la table de compression

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{7.57 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 65} = 0.025 < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.987 \quad \text{Tirée du tableau}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$B = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{7.57 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.224 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_2 \times f_e} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.37 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **3T10 = 2.36 cm²**.

Sur appui intermédiaire (armatures supérieure) :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{10.56 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.191 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.191 \quad \beta = 0.893$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10.56 \times 10^3}{0.8905 \times 18 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_x f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_1 \times f_e} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : **2T12 : A_s = 2.26 cm² (1T12 filante + 1T12 chapeau)**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{t(ser)} = 5.40 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène « s » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - C') - \eta \times A(d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}; \eta = 15; A = 2.36 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}.$$

$$32.5y^2 + 35.40y - 669.06 = 0 \rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

D'onc l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A'(y - C') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3.92)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 8323.04 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{5.40 \times 10^3}{8323.04} \times 3.92 = 2.54 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5.40 \times 10^3}{8323.04} \times (18 - 3.92) = 137.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$T_{max} = 14.36 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14.36 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.66 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = \min(3.25MPa; 4MPa)$$

$$\overline{\tau}_u = 3.25MPa$$

$$\tau_u = 0.66MPa < \overline{\tau}_u = 3.25MPa \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5-2- Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre :

Après le BAEL 99 (A.5.1.23) :

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

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

$$\phi_t \leq \min(5.71; 12; 10) mm$$

On prend $\phi_t = 6mm$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq \min(16.20; 40cm)$$

$$S_t \leq 16.20cm.$$

On prend $s_t = 15cm$.

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots (1)$$

$$K = 1 \quad \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

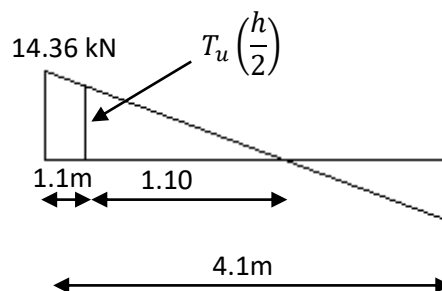


Figure III-3 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} [X - \left(\frac{h}{2}\right)]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.1}{2} + \frac{10.24 - (-2.43)}{5.784 \times 4.1} = 1.10 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14.36 \times 1.10 - 0.10}{1.10} = 13.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.64 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0.64 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} = 4.72 \times 10^{-5} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0.32 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}) \Rightarrow$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0.47 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0.40 \times 12}{235} = 0.020 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0.022$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0.020 \times 15 = 0.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0.9d} = \frac{10.24}{0.9 \times 18 \times 10^{-2}} = 63.20 \text{ KN}$$

$$F_u = 63.20 \text{ kN} > T_u = 14.36 \text{ KN}$$

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

f) Compression de la bielle d'appui :

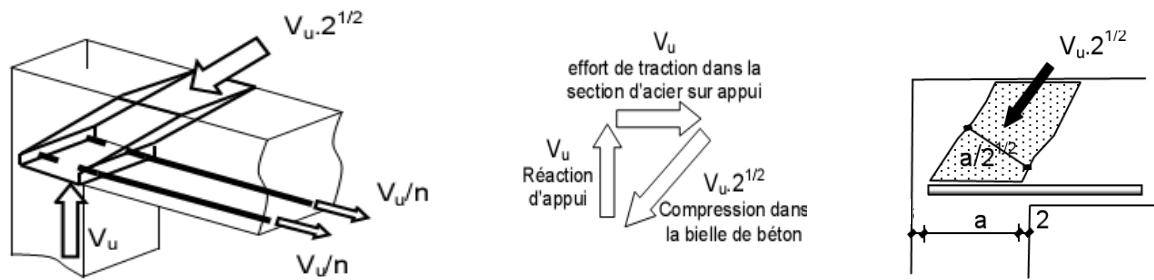


Figure III.11: Schéma de la bielle d'appui

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où : a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14.36 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ m} = 1.8 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 35 \text{ cm}$$

Avec : c' : L'enrobage ; a' : La largeur d'appui ; c : La largeur de l'appui du poteau.

$$a' = 35 - 2 - 2 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16.20 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} > 2, \text{ cm} ; \text{ C. vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n: nombre d'armatures longitudinales.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\Psi_s = 1.5$ pour HA; $T = 14.36KN$; $n = 3$; $\mu = 3.14cm$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{14.64 \times 10^3}{16.2 \times 3.14 \times 3 \times 10^2} = 0.94MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{ser} = 0.94MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3.15MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84MPa$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25cm$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire (b=30cm), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6cm$$

f) Vérification de la flèche

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0.ser}} \rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{7.53}{15 \times 12.16} = 0.040 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La troisième condition et n'est pas vérifier.

On a :

$$\begin{cases} G = 5.48KN/m^2 \\ P = G + Q = 5.48 + 1.5 = 6.84KN/m^2 \\ J = G - 1 = 4.48KN/m^2 \end{cases}$$

Pour b= 0.65m

$$\begin{cases} G = 5.48 \times 0.65 = 3.562KN/m^2 \\ P = 6.48 \times 0.65 = 4.212KN/m^2 \\ J = 4.48 \times 0.65 = 2.912KN/m^2 \end{cases}$$

a- Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0.85 \frac{G \times L^2}{8} = 0.85 \frac{3.56 \times 4.10^2}{8} = 6.35 \text{KN.m} \\ M_p = 0.85 \frac{P \times L^2}{8} = 0.85 \frac{4.21 \times 4.10^2}{8} = 7.52 \text{KN.m} \\ M_j = 0.85 \frac{J \times L^2}{8} = 0.85 \frac{2.91 \times 4.10^2}{8} = 5.19 \text{KdiN.m} \end{cases}$$

• **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$$

b- Détermination du centre de gravité :

$$Y = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + \left[\frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c + n \cdot A'_s(h-c')}{(b \cdot h_0) + (h-h_0)b_0 + n \cdot A_s + n \cdot A'_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(20 - 4 - \frac{4}{2} \right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 0.15 \times 3.75 \times 2 + 15 \times 0.79(20-2)}{(65 \times 4) + (24-4)12 + 15 \times 3.39 + 15 \times 0.79}$$

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

c- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2$$

$$I = \frac{65 \times 13.75^3}{3} - \frac{(65-12)(13.75-4)^3}{3} + \frac{12(20-13.75)^3}{3} + 15 \times 2.26(18-13.75)^2 + 15 \times 0.79 \times (15.15-2)^2$$

$$I = 41566.33 \text{cm}^4$$

• Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.36}{12 \times 218} = 0.011$$

d- Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \times Z} = \frac{6.35 \times 10^3}{2.36(0.9 \times 21.6)} = 166.10 \text{MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \times Z} = \frac{7.52 \times 10^3}{2.36(0.9 \times 21.6)} = 196.69 \text{MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \times Z} = \frac{5.19 \times 10^3}{2.36(0.9 \times 21.6)} = 135.75 \text{MPa} \end{cases}$$

e- Calcul de μ_G ; μ_P ; μ_J :

$$f- \begin{cases} \mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 166.10 + 2.1} \right] = 0.58 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 196.69 + 2.1} \right] = 0.63 \\ \mu_J = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 135.75 + 2.1} \right] = 0.51 \end{cases}$$

g- 6. Calcul des moments d'inertie fictifs

h- $*\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}).\rho} = 2,74$

i- $*\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,1$

j- $I_f = \frac{1,1I_0}{(1+\lambda.\mu)}$

k- $I_{fi}^G = \frac{1,1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_G)} = \frac{1,1 \times 41566,33}{(1+2,74 \times 0,58)} = 17659,10 cm^4$

l- $I_{fv}^G = \frac{1,1.I_0}{(1+\lambda_v.\mu_G)} = \frac{1,1 \times 41566,33}{(1+1,1 \times 0,58)} = 27913,89 cm^4$

m- $I_{fi}^P = \frac{1,1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_P)} = \frac{1,1 \times 41566,33}{(1+2,74 \times 0,63)} = 16771,68 cm^4$

n- $I_{fi}^J = \frac{1,1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_J)} = \frac{1,1 \times 41566,33}{(1+2,74 \times 0,51)} = 19071,90 cm^4$

o- 7. Calcul de la flèche (totale et admissible)

p- $f_{Gi} = \frac{M_G.L^2}{10.E_i.I_i^G} = \frac{6,35 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164,19 \times 176659,10} = 0,19 cm$

q- $f_{Gv} = \frac{M_G.L^2}{10.E_v.I_v^G} = \frac{7,52 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 10818,86 \times 27913,89} = 0,41 cm$

r- $f_{Pi} = \frac{M_P.L^2}{10.E_i.I_i^P} = \frac{7,52 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164,19 \times 16779,68} = 0,23 cm$

s- $f_{Ji} = \frac{M_J.L^2}{10.E_i.I_i^J} = \frac{5,19 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164,19 \times 19071,90} = 0,14 cm$

t- La flèche totale

u- $\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,41 - 0,14) + (0,23 - 0,19)$

v- $\Delta f_t = 0,27 + 0,04 = 0,31 cm$

w- $\Delta f_t = 0,31 cm$

x- $\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$

y- Donc $\Delta f_t = 0,31 cm < \Delta f_{max} \longrightarrow$ condition vérifiées

III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles :

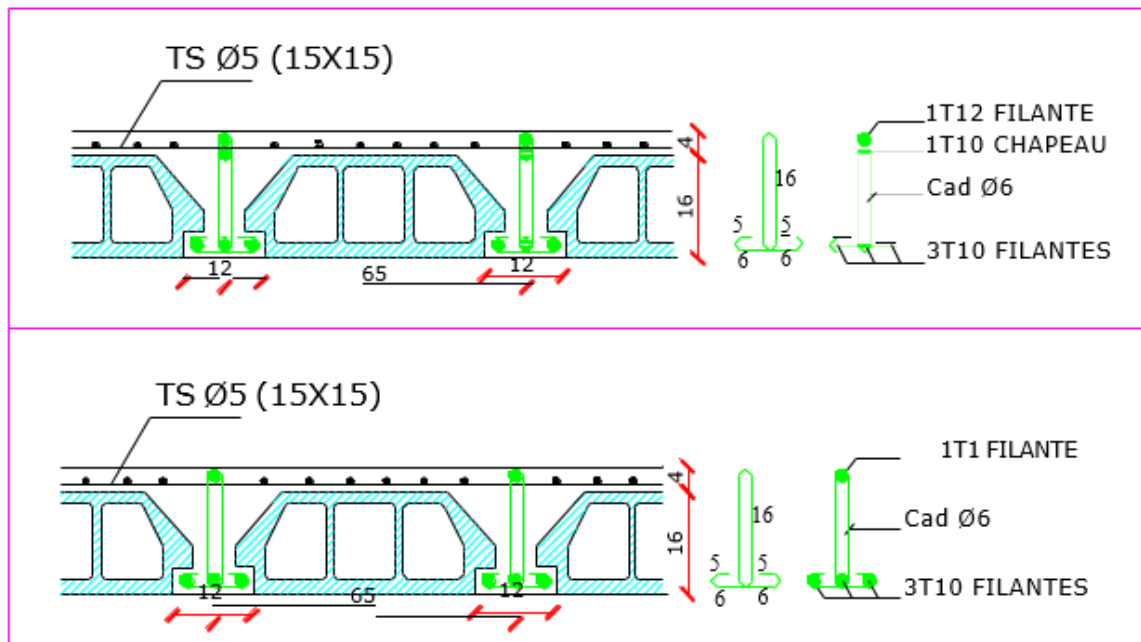


Figure. III. Ferrailage de poutrelle de sous-sol

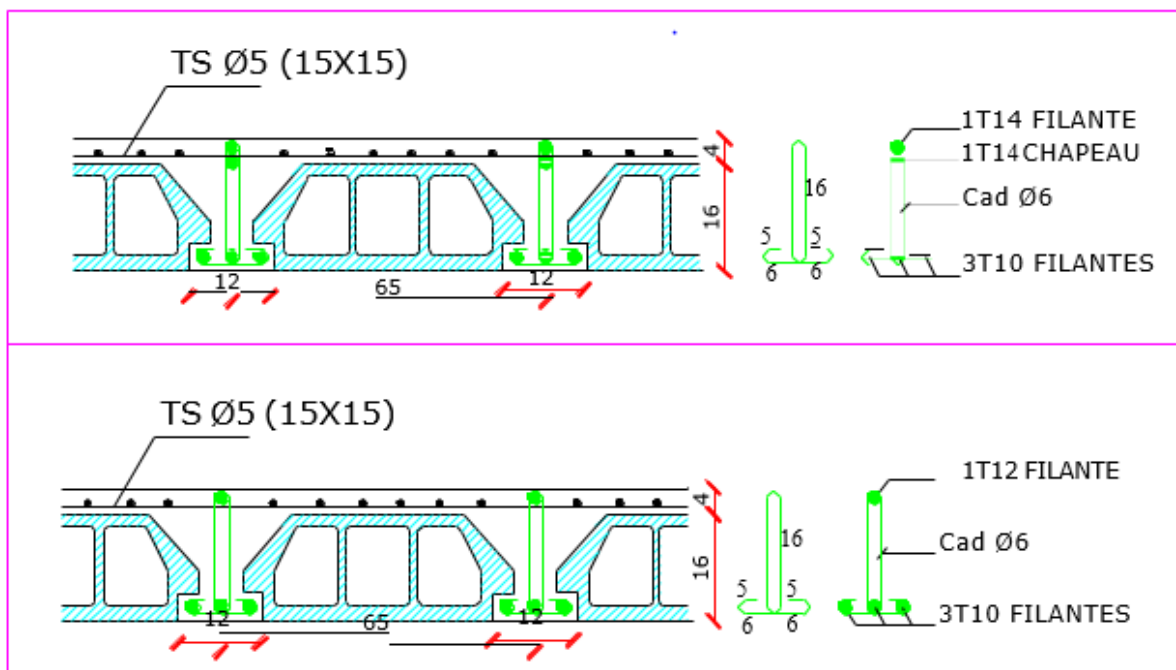


Figure. III. Ferrailage de poutrelle de rez de chaussée

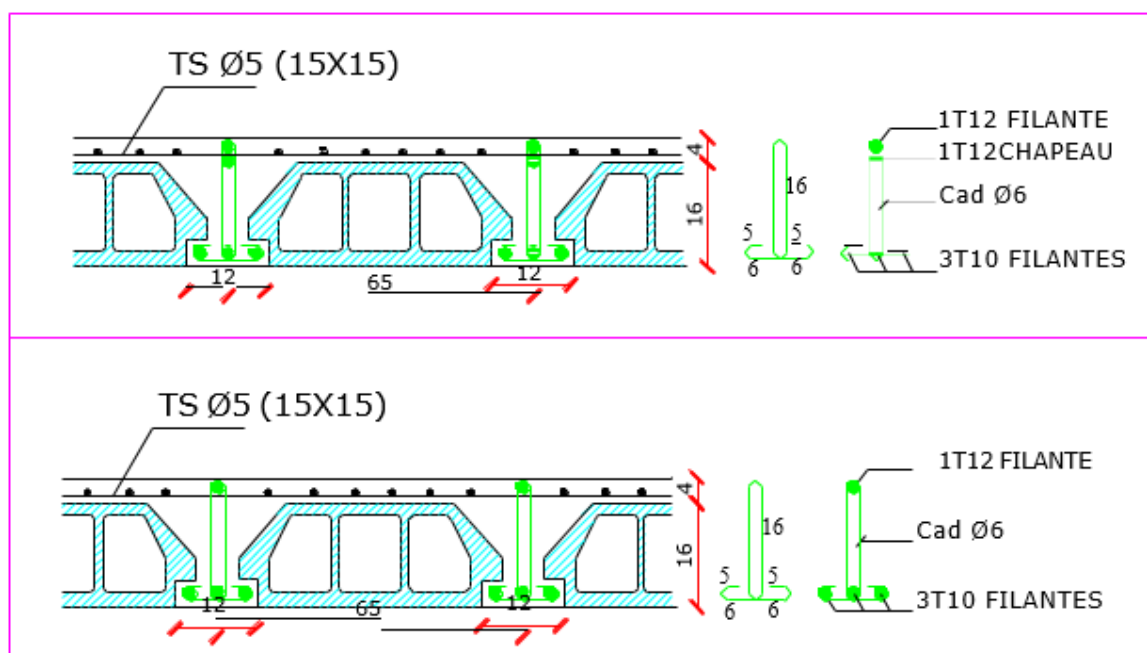


Figure. III. Ferrailage de poutrelle d'étage courant

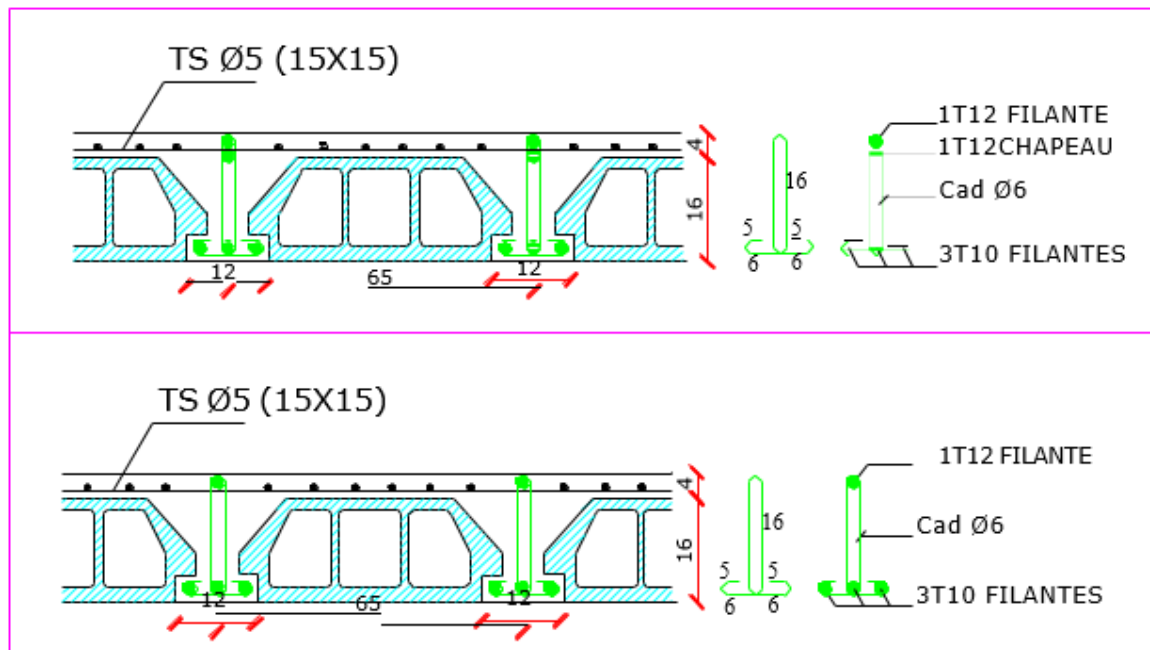


Figure. III. Ferrailage de poutrelle de terrasse

Chapitre IV:

Etude des éléments non- structuraux

IV.1. Acrotère

1.1. Définition

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

a. Dimensions

Hauteur $h = 70\text{cm}$

Epaisseur $e_p = 10\text{cm}$

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

1.2. Charges sollicitant l'acrotère

1.2.1. Charge permanente et charge d'exploitation

a. Charge permanente

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

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,05 \times 0,15) + 0,5(0,05 \times 0,15)] \times 1$$

$$G = 2,031 \text{ KN/m}$$

b. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

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

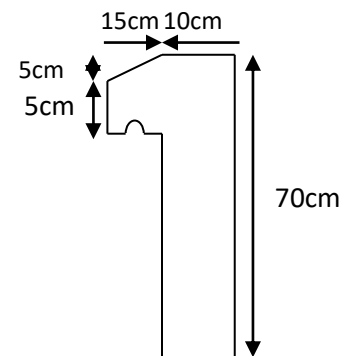


Figure IV.1: Vue de l'acrotère

1.2.2. Charge aux états limites

a. E.L.U:

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

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,031 = 2,742 \text{ KN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

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

b. E.L.S:

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

$$N_S = G = 2.031 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ KN}$$

1.3. Enrobage

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

1.4. Excentricité

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.05}{2,742} = 0,383 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,383 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

1.5. Calcul du ferrailage (E.L.U.)

1.5.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2.742 \left[0,383 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,129 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,742) - 1,129 = -0,937 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 24,90 \text{ KN.m}$$

$$-0,937 < 24,90 \text{ KN.m ;}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

1.5.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$M_U = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.129 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098 = 0,01$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0098 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

1.5.3. Calcul de la section d'armatures

a. Flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,129 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,36 - \frac{2,742 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1.5.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

a. Armatures principales

$$N_{ser} = N_G = 2,742 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{2,742} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{26 - 4,05}{26 - 1,665} \times 0,23$$

$$A_{s \min} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4Φ6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Armatures de répartitions

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

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4Φ6 p.m.

1.6. Vérifications complémentaires

1.6.1. Vérification des contraintes (E.L.S)

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,031 \times \left(0,26 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,589 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,59 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{588,9}{1064,68} \times 1,59 = 0,879 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,879 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

1.6.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{588,9}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 61,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 61,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

1.6.4. Contrainte de cisaillement

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

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

1.6.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

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

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

Avec :

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

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,031 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,031 = 0,974 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

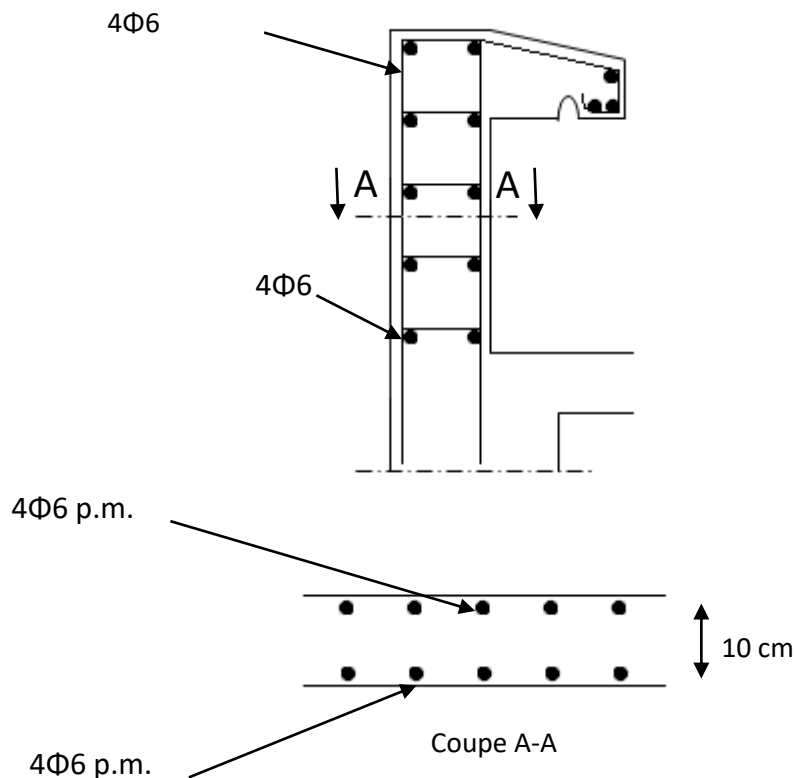


Figure IV.2: Ferrailage de l'acrotère

IV.2 Balcons

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

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

IV.2.1.1. Balcon de l'étage courant :

- Type 1 : (loggia)
- Type 2 : (séchoir)

a. Charges et des sollicitations

$$G = 5,25 \text{ KN/m}^2$$

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

b. Charges surfacique et linéaire

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,25) + (1,5 \times 3,5) = 12,33 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$Q_u = 12,34 \times 1 \text{ m} = 12,33 \text{ KN/ml} ; \text{ charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,25 + 3,5 = 8,75 \text{ KN/m}^2 ; \text{ charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,75 \times 1 \text{ m} = 8,75 \text{ KN/ml} ; \text{ charge linéaire}$$

C. calcule la charge concentrée :

Poids propre du mur

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,0 \times 1 \text{ m} = 1,3 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{mur} = 1,35 \times 1,3 = 1,3 \text{ KN}$$

d. Poids de l'enduit en ciment

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,54 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ enduit}} = 1,35 P_{enduit} = 1,35 \times 0,54 = 0,73 \text{ KN}$$

e. Charges totales

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 1,75 + 0,73 = 2,48 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 1,84 \text{ KN}$$

IV.2.1.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,33 \times 1,20^2}{2}\right) - (2,48 \times 1,20) = -11,85 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,33 \times 1,20) + 2,48 = 17,27 \text{ KN}$$

IV.2.1.3. Ferrailage

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,85 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,045 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,976$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,85 \times 10^3}{0,976 \times 13,50 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.1.4 vérifications

a. Condition de non fragilité

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

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{ Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17.27 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

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

$$1) \tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c. Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17.27 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 0.94 \text{ MPa}$$

Avec :

n: Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 3,77 \text{ cm} ; \text{ Tiré du tableau}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses}$

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

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = - \frac{8,75 \times 1,20^2}{2} - (1.84 \times 1,2) = -8.5 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 67,8 y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) \\ = 8199,03 \text{ cm}^4$$

d. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8.5 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 3.78 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,50 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,5 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 153,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 153,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

f. Vérification de la flèche

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

Avec :

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

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,76)^2)I \\ &= 30460,25 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{8,75 \times 1,20}{8} \times \frac{1,84}{3} \right] = 0,01 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,01 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

Tableau : récapitulatif des armatures des différents types des balcons

Type	01	02
M_u (KN.m)	11.85	17.59
T_u (KN)	17.27	20.97
M_{ser} (KN.m)	8.75	12.60
A_{cal} (cm ² /ml)	2.58	3.87
A_{min} (cm ² /ml)	1.63	1.63
Choix d'acier (p. m)	4T12	4T12
$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	4.52	4.52
A_r (cm ² /ml)	1.13	1.13
Choix d'acier (p. m)	4T10	4T10
σ_{bc} (Mpa)	3.78	5.60
$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15
τ_u (Mpa)	0.12	0.15
$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	2.5	2.5
Flèche (cm)	0.01	0.03
F_{adm} (cm)	0.48	0.6

g. Schéma du ferrailage :

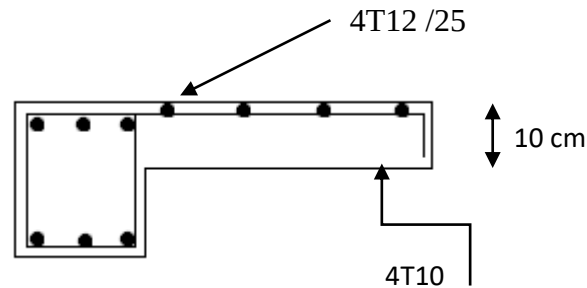


Figure IV.3: Ferrailage du premier et deuxième type de balcon

2.1.2. Porte à faux (Terrasse) :

Les mêmes procédures ont été faites pour ferrailler la porte à faux de la terrasse avec toutes les vérifications nécessaires

et on a obtenue : 4T12 et $A_{adpt} = 5,25 \text{ cm}^2$ et $s_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

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, où 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

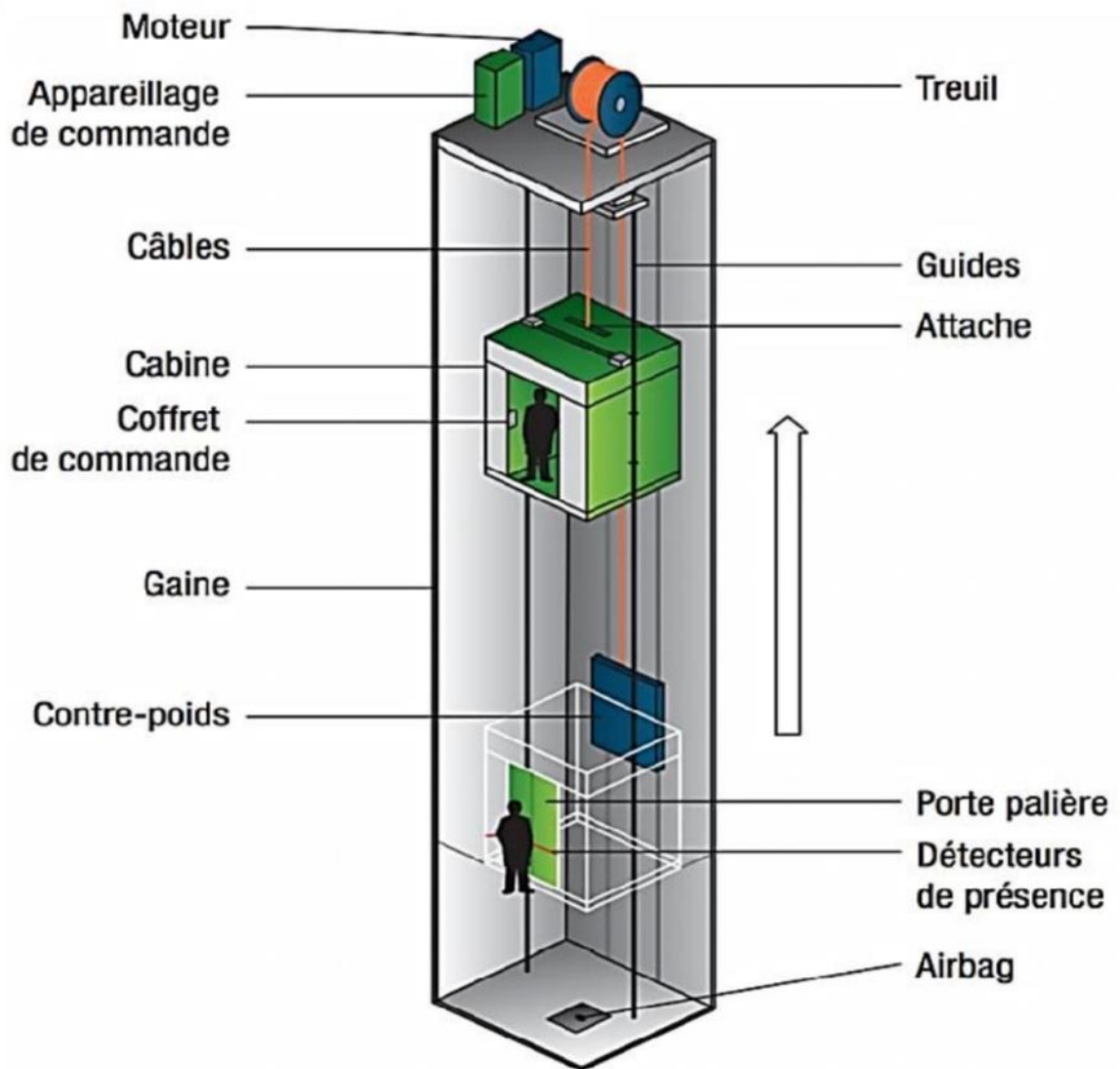


Figure IV.5: Schéma d'un ascenseur

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 :

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

Q : La charge en cabine ;

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

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une

a. Dimensions

Selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine : 1.40m
- Longueur de la cabine : 1.40m
- Hauteur : 2.20m
- La largeur de passage libre : 0.8m
- La hauteur de passage libre : 2.00m
- La hauteur de la course : 28.56m
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1.40) + 1.40) \times 2.20 = 9.24\text{m}^2$

b. Epaisseur de la dalle

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

Poids de la cabine : $S = 9.24\text{m}^2$	$P_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.40 = 148.80\text{kg}$
Poids du plancher : $S = 2.60 \times 2.60 = 6.76 \text{ m}^2$	$P_2 = P_0 \times S = 110 \times 6.76 = 743.60\text{kg}$
Poids du toit :	$P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 6.76 = 135.20\text{kg}$
Poids de l'arcade :	$P_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172\text{kg}$
Poids de parachute :	$P_5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires :	$P_6 = 80\text{kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de la cabine :	$P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$

Tableau IV.1: Poids des composants de l'ascenseur

♦ Poids mort total :

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (148.80 + 743.60 + 135.20 + 172 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1497.10\text{kg}$$

♦ Contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1497.10 + \frac{675}{2} = 1834.60\text{kg}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

IV.3.2. Calcul de la charge total q_u

IV.3.2.1. Calcul de la charge de rupture

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

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

et

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

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

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

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$E: P = Q + P_m + P_g$$

P_g : Poids du câble.

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1497.10) = 26065.20kg$$

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

$$C_r = \frac{26065.20}{0.85} = 30664.94kg$$

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

Avec :

M : Type de mouflage (2 brins, 3 brins ,.....);

N : Nombre des câbles.

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

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1cable)} \times m} = \frac{30664.94}{8152 \times 2} = 1.88$$

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

IV.3.2.2. Calcul des poids des câbles

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

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

Avec :

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

N : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 28.56\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 28.56 = 29.4168 \approx 29.42\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1497.10 + 29.42 = 2201.52\text{kg}$$

IV.3.2.3. Vérification de Cr

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

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{p} = \frac{27716.80}{2201.52} = 12.59 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

IV.3.2.4. Calcul de la charge permanente total G

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

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1497.10 + 1834.60 + 1200 + 29.42 = 4561.12\text{kg}$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4561.12 + 1.5 \times 675 = 6157.51 + 1012.50 = 7170.01\text{kg}$$

IV.3.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer 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.

$$q_u = 7170.01\text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{7170.01}{4} = 1792.50\text{kg}$$

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

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

Ave :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U;

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

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

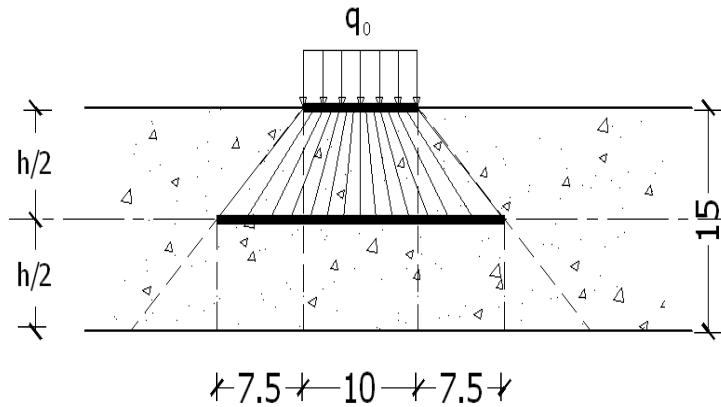


Figure IV.6: Répartition des charges

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

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

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

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

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

$$q_0 \leq (0.045)x(u_c)x(h_0)x\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = (0.045)x(100)x(15)x\left(\frac{25x10}{1.5}\right) = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1792.50 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1792.50 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV3.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

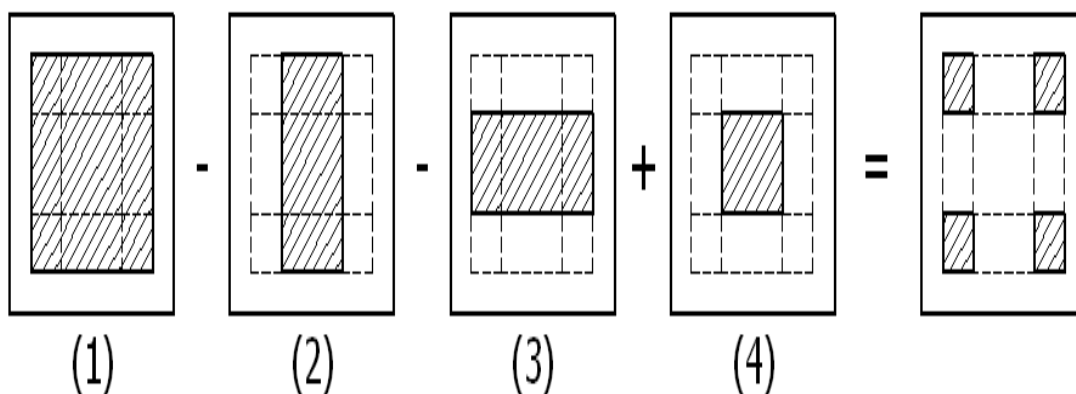


Figure IV.7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

IV.3.3. Distances des Rectangles

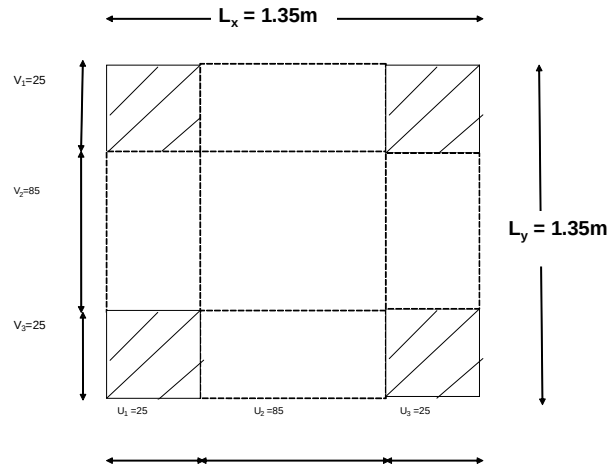


Figure IV.8: Dessin montrant la concentration des charges

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

IV.3.4. Calcul des moments suivant les deux directions

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

v: le coefficient de Poisson.

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

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

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

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{7170.01}{0.25 \times 0.25} = 114720.16 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2.60\text{m}$ et $L_y = 2.60\text{m}$.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	$P = P'.S$ [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.52	0.52	0.090	0.090	1.8225	209077.49	18816.97	18816.97
(2) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.33	0.52	0.115	0.098	1.1475	131641.38	15138.76	12900.86

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

(3) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.52	0.33	0.098	0.115	1.1475	131641.38	12900.86	15138.76
(4) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.33	0.33	0.129	0.129	0.7225	82885.32	10692.21	10692.21

Tableau IV.2: Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

IV.3.4.1 Moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1881697 - 1513876 - 1290086 + 1069221 = 146956kg.m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 18816.97 - 12900.86 - 15138.76 + 10692.21 = 1469.56kg.m$$

IV.3.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

1. Chargement

$$L_x = 2.60m \text{ et } L_y = 2.60m \text{ et } h_0 = 15cm$$

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

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

Charge ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25kg/m$$

2. Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 > 0.4$$

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 \\ v = 0(E.L.U) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Don c:

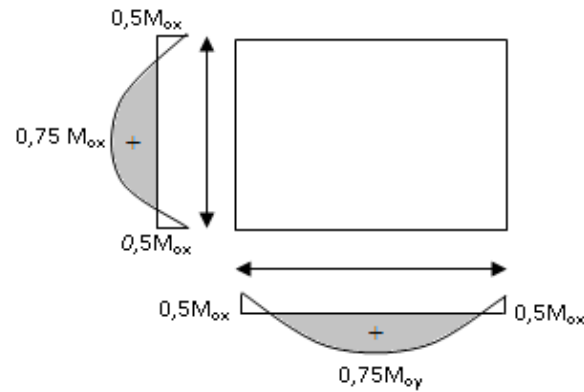
$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0368) \times (656.25) \times (2.60)^2 = 163.25kg.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (1.00) \times (163.25) = 163.25kg.m$$

3. Moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1469.56 + 163.25 = 1632.81kg.m$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1469.56 + 163.25 = 1632.81kg.m$$



FigureIV.9: Moments de la dalle.

IV.3.4.3. Moments retenus sont

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 163281 = 122461 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 1632.81 = 1224.61 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 163281 = 81641 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 1632.81 = 816.41 \text{ kg.m}$$

IV.3.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle

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

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

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

a. En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 122461 \text{ kg.m} = 1224610 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12246.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0473 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a : $\mu = 0.0473 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0473}) = 0.0606$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0606 = 0.976$$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12246.10}{0.976 \times (13.5) \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 1224.611 \text{ kg.m} = 12246.10 \text{ N.m}$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12246.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0473 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0473 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0473}) = 0.0606$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0606 = 0.976$$

La section d'acier :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{12246.10}{0.976 \times (13.5) \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b. Sur appuis :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{ax} = 816.41 \text{ kg.m} = 8164.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8164.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0315 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a : $\mu = 0.0315 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0315}) = 0.040$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.040 = 0.984$$

La section d'acier :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{8164.10}{0.984 \times (13.5) \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ay} = 816.41 \text{ kg.m} = 8164.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8164.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0315 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0315 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0315}) = 0.040$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.040 = 0.984$$

La section d'acier :

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{8164.10}{0.984 \times (13.5) \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.3.4.5. Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante :

Sens L_y :

$$A_{y\min} = 8.h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

$$\begin{cases} A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

IV.3.4.6. Choix des aciers

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

En travée :

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ux} = A_{uy} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

IV.3.4.7. Armatures transversal

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

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

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

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

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

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

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

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule V_x et V :

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

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

$$V_x = 656.25 \times \frac{2.60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 656.25 \times 1.30 \times \frac{1}{1.50} = 568.75 \text{ N} = 0.56875 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25 \times \frac{2.60}{3} = 568.75 \text{ N} = 0.56875 \text{ kN}$$

On calcul V_v et V_u :

$$q_u = 717001 \text{ kg} = 717001 \times 10 = 7170010 \text{ N}$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{71700.10}{2 \times 0.25 + 0.25} = 95600 \text{ N} = 95.60 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{71700.10}{3 \times 0.25} = 95600 \text{ N} = 95.60 \text{ kN}$$

$V_v = V_u$ parce que $u = v$

Donc :

Sens L_x :

$$V_{utot} = V_x + V_v = 0.56875 + 95.60 \cong 96.17 \text{ kN}$$

Sens L_y :

$$V_{utot} = V_y + V_u = 0.56875 + 95.60 \cong 96.17 \text{ kN}$$

et

$$V_{utot} = \max(V_{utotx}; V_{utoty}) = 96.17 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} = \frac{96.17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.71 \text{ MPa}$$

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

On vérifié que :

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0.15}{3} \cdot \min(0.13 \times 25, 5 \text{ MPa}) = 0.5 \times (3.25; 5 \text{ MPa}) = 0.5 \times 3.25 = 1.625 \text{ MPa} \cong 1.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.63 \text{ MPa} . \text{ La condition est vérifiée.}$$

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

IV.3.5. Vérification à l'E.L.S

IV.3.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

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

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

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

$$G = 4561.12 \text{ kg}$$

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

$$P_{aser} = \frac{1}{4} \times (G + Q) = \frac{1}{4} \times (4561.12 + 675) = 1309.03 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u) \times (v)} = \frac{1309.03}{0.25 \times 0.25} = 20944.48 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = 20944.48 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2.60 \text{ m}$ et $L_y = 2.60 \text{ m}$

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

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

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P'_{ser} [kg]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.52	0.52	0.090	0.090	1.8225	38171.32	4122.50	4122.50
(2) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.33	0.52	0.115	0.098	1.1475	24033.79	3234.95	2908.09
(3) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 85 \text{ cm} \end{cases}$	0.52	0.33	0.098	0.115	1.1475	24033.79	2908.09	3234.95
(4) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 85 \text{ cm} \end{cases}$	0.33	0.33	0.129	0.129	0.7225	15132.38	2342.49	2342.49

Tableau IV.3: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

IV.3.5.2. Moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 412250 - 323495 - 290809 + 234249 = 321.95 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 4122.50 - 2908.09 - 3234.95 + 2342.49 = 321.95 \text{ kg.m}$$

IV.3.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

♦ Chargement

$$L_x = 2.60\text{m et } L_y = 2.60\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

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

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

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

IV.3.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 \\ \nu = 0.2(E.L.S) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0441) \times (475) \times (2.60)^2 = 141.61 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (1.00) \cdot (141.61) = 141.61 \text{ kg.m}$$

IV.3.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 321.95 + 141.61 = 463.56 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 321.95 + 141.61 = 463.56 \text{ kg.m}$$

a. Moments retenus sont

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 463.56 = 347.67 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 463.56 = 347.67 \text{ kg.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 463.56 = 231.78 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 463.56 = 231.78 \text{ kg.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton

Suivant L_x :

a. En travée

$$M_{tx} = 347.67 \text{ kg.m} = 3476.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3476.70}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0134 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}) = 0.0168$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0168 = 0.993$$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3476.70}{0.993 \times (13.5) \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{3476.70}{7322.87} \times (3.44) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

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

b. Sur appuis :

$$M_{ax} = 231.78 \text{ kg.m} = 2317.80 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2317.80}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0089 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0089}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0112 = 0.9955$$

La section d'acier :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2317.80}{0.9955 \times (13.5) \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

b.1. Position de l'axe neutre

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

b.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{2317.80}{7322.87} \times (3.44) = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

Suivant L_y :

a. En travée :

$$M_{ty} = 347.67 \text{ kg.m} = 3476.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3476.70}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a : } \mu = 0.0134 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}) = 0.0168$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0168 = 0.993$$

La section d'acier :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3476.70}{0.993 \times (13.5) \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{3476.70}{7322.87} \times (3.44) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

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

b. Sur appuis :

$$M_{ay} = 231.78 \text{ kg.m} = 2317.80 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2317.80}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0089 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0089}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0112 = 0.9955$$

La section d'acier :

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2317.80}{0.9955 \times (13.5) \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{2317.80}{7322.87} \times (3.44) = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

4.11. Disposition du ferrailage :

11.1. Arrêt des barres :

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

On a :

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

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

11.2. Cas des charges uniformes

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

11.3. Arrêt des barres sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 228.89kg.m = 2288.90N.m$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 457.78kg.m = 4577.80N.m$$

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4}\left(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right).L_x\right) = \max\left(40cm; \frac{1}{4}\left(0.3 + \frac{2288.90}{4577.80}\right)260\right) = \max(40cm; 52cm) = 52cm$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max\left(40cm; \frac{52}{2}\right) = \max(40cm; 26cm) = 40cm$$

11.4.Arrêt des barres en travée dans les deux sens

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

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26cm$$

11.5. Armatures finales

Suivant L_x :

$$A_{tx} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec : } S_t = 20cm$$

$$A_{ux} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec : } S_t = 20cm$$

Suivant L_y :

$$A_{ty} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec : } S_t = 20cm$$

$$A_{ay} = 3.93cm/ml \text{ Soit } 5T10/ml, \text{ avec : } S_t = 20cm$$

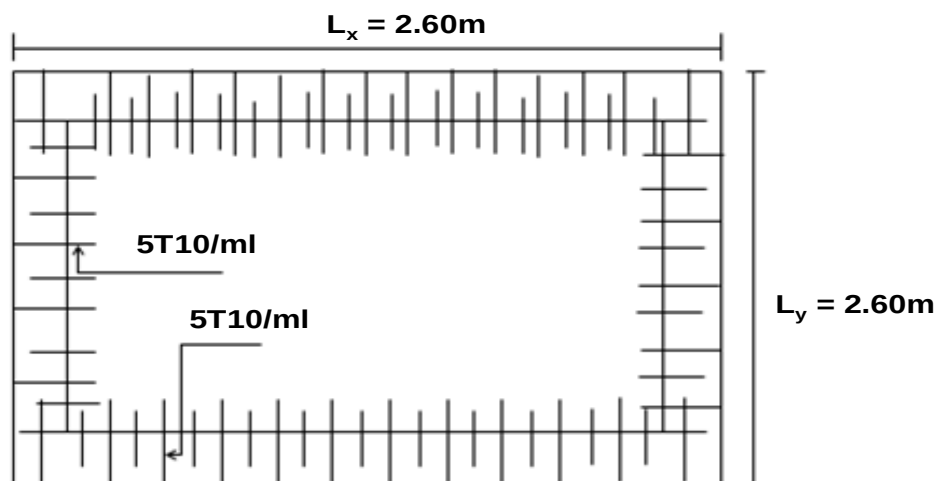


Figure IV.10: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

4.12. Voile de la cage d'ascenseur :

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

On adopte une épaisseur $e = 15cm$

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

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

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10/ml soit : $A_{adop} = 3.93cm / ml$; avec $S_t = 20cm$

IV.4.Les escaliers :

4.1. Définition :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$$2h + g = p ; \text{ avec } p : \text{ l'amplitude du pas.}$$

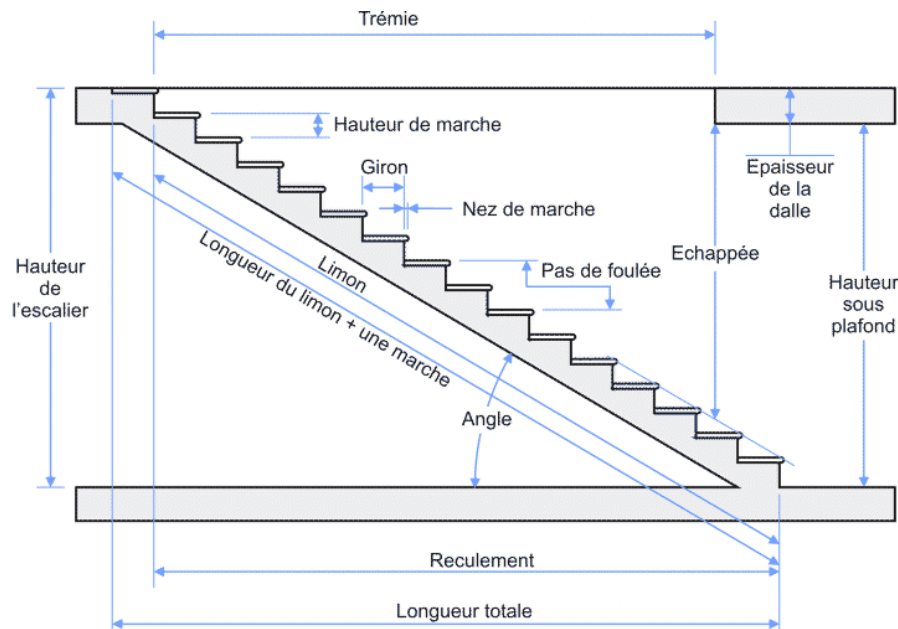


Figure IV.11 : Coupe descriptive d'un escalier.

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

4.2.Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - \left(\frac{m+L+3}{2H} \right) n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 408 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

b) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

4.3.Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40$
kN/m²

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40$
kN/m²

Lit de sable (2 cm) : $2 \times 0,18 = 0,36$
kN/m²

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

Revêtement en carrelage vertical ($ep \times 0,20 \times \frac{h}{g}$)... = 0,23
kN/m²

Mortier de ciment vertical ($ep \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : = 0,23
kN/m²

Poids propre de la paillasse ($e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$) : =
3,45kN/m²

Poids propre des marches ($0,22 \times \frac{h}{2}$) : = 1,87
kN/m²

Garde-corps : = 0,10
kN/m²

Enduit en plâtre (2 cm) : = (2 X 0,10)/0,87 = 0,23
kN/m²

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40
kN/m²

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40
kN/m²

Lit de sable (2 cm) : 2 X 0,18 = 0,36
kN/m²

Enduit en plâtre (2 cm) : 2 X 0,10 = 0,20
kN/m²

Poids propre du palier ($ep \times 0,25$) : = 3,5 kN/m²

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/m}^2$$

4.4. Calculer du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'ELU et L'ELS :

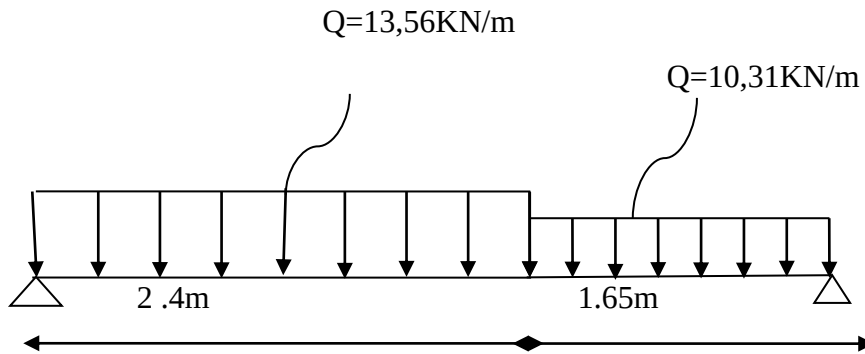


Figure IV.12 : Schéma statique d'un escalier

-Résultats obtenus :

ELU :

$$R_a = 26.37 \text{ KN}$$

$$R_b = 23.19 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 26.27 \text{ KN}$$

$$M_{0\max} = 25.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 21.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 10.26 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$R_a = 18.93 \text{ KN}$$

$$R_b = 16.59 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 18.93 \text{ KN}$$

$$M_{0\max} = 18.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 7.34 \text{ KN.m}$$

1.Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{\max} = 25.63 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 21.78 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.40 \times M_{\max} = 10.26 \text{ kN.m}$$

4.5 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 21.78 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0.9h = 10.8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21.78 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.131 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0.9395$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.78 \times 10^3}{0.9395 \times 10.8 \times 348} = 6.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non-structuraux

On adopte 6T12 avec : $A_{adm} = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 16 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 10.26 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0.9h = 12.6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.26 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.977$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.26 \times 10^3}{0.985 \times 12.6 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

4.6 Le vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12.6 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26.27 \times 10}{100 \times 12.6} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1.15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left((26.27 \times 10^{-3}) + \frac{10.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 12.6 \times 10^{-2}} \right) = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.33 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{t \max} = 18.35 \text{ kN.m} ; \text{On tenue par RDM}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0.85 \times M_{t \max} = 15.60 \text{ kN.m}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non-structuraux

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{t\ max} = 7.34 kN.m$$

- **En travée :**

$$A_s = 4.52\ cm^2 / ml$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67.80y + 732.24 = 0 \rightarrow y = 4.56\ cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.56^3}{3} + (15 \times 4.52)(10 - 4.47)^2 = 5800.60\ cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15.60 \times 10^3}{5800.60} \times 4.47 = 12.26\ MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 12.26\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_s = 3.14\ cm^2 / ml$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 593.46 = 0 \rightarrow y = 3.98\ cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.98^3}{3} + (15 \times 3.14)(12.6 - 3.98)^2 = 5601.23\ cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.34 \times 10^3}{5601.23} \times 3.98 = 5.21\ MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 5.21 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{240} = 0,058 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12,6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0038 < 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

4.7. Etude de la poutre palière :

4.7.1. Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33cm \leq h \leq 29 cm$$

On prend : $h = 30cm$ donc $d = 0,9h = 27 cm$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8.1cm \leq b \leq 10.8 cm$$

On prend : $b = 30 cm$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 30 cm > 30 cm ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$b = 30cm > 20 cm ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

4.7.2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 kN/m$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,07 kN/m$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 kN/m$

$G_{\text{paillasse}}/2 = 7.27/2 = 3,64 kN/m$.

$G_{\text{palier}} = 4,86 kN/m$.

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 2,07 + 3,64 + 4,86)) + (1,5 \times 2,50) = 21,06 kN/m$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,07 + 2,50 + 8,5 = 15,32 kN/m$$

4.7.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{21,06 \times 1.65^2}{8} = 7.17 kN.m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 6.094 kN.m$$

$$M_a = 0,40M_0 = 2.87 kN.m$$

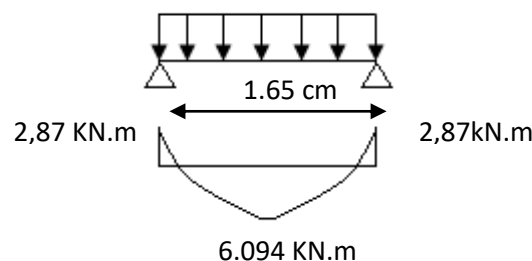


Figure IV. 13. Diagramme des moments que subit la poutre palière.

4.7.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 cm$; $h = 30 cm$; $d = 0,9h = 27 cm$

- En travée :

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

Le moment ultime :

$$M_t = 6.094 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.094 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,20} = 0,019 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9905$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.094 \times 10^3}{0,9905 \times 27 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 2.87 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.87 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,20} = 0,025 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9875$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.87 \times 10^3}{0,9875 \times 27 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

4.7.5. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_{s\ t} = 2,07 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

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

$$Q_{ser} = 15,32 \text{ kN/m}$$

$$5.21 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\ ser} = 0,85 \times M_{ser} = 4.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{ser} = 2.08 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1372,95 = 0 \rightarrow y = 11,41 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,41^3}{3} + (15 \times 3,39)(27 - 11,41)^2 = 27213,46 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,21 \times 10^3}{27213,46} \times 11,41 = 2,18 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 2,18 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

• Sur appuis :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{15,32 \times 1,65}{2} = 12,64 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{12,64 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.7.6. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,14 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,3 \times 30}{235} = 0,04 \text{ cm} \quad (1)$$

Chapitre IV: Etude des éléments non- structuraux

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,16 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$
$$= 0,076 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,04S_t \\ A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$:

Donc on prend : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ soit 4T8

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,60}{1,87} = 9,05 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,10 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{30}{165} > \frac{2,80}{10 \times 5,21} \Rightarrow 0,18 > 0,053 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 27} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0042 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

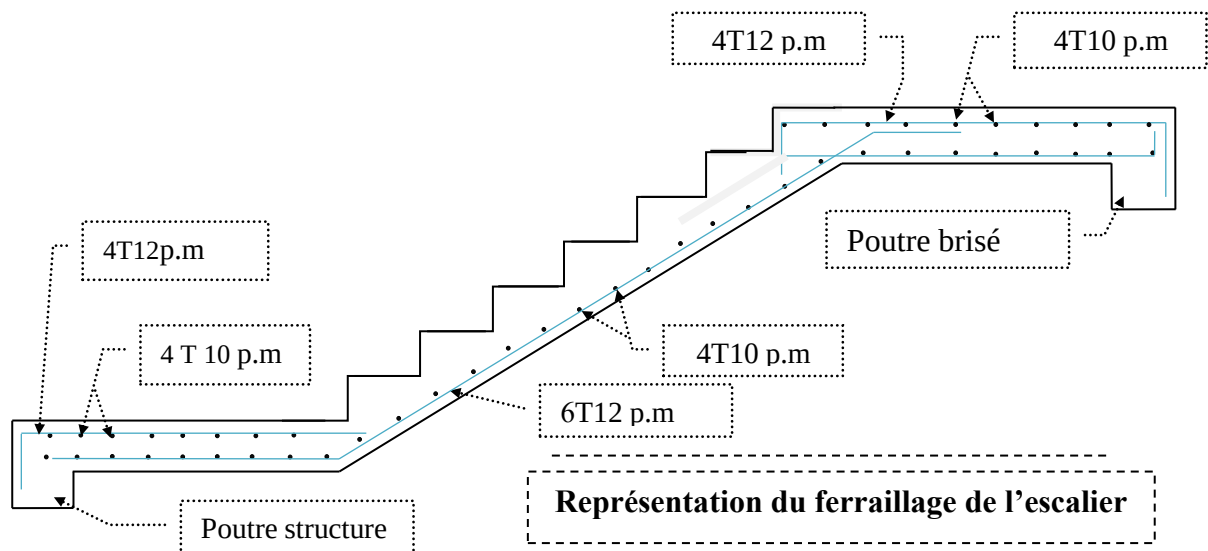


Figure IV.11 :ferrailage de l'escalier

Chapitre V:

Etude sismiqu

V.1. Généralités sur les séismes

Les tremblements de terre, sont très fréquents: chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçu par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700 Km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphère concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporté 12 degrés.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de boumerdes le 21 mai 2003

V.2. Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3. Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

Analyse statique équivalente: Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.1. Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.2. Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS (v9.7.0) » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux.
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%.$$

$$\text{Avec: } \alpha_l = \frac{(\sum_{K=1}^n W_K \phi_K)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \phi_K^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_k = 38878.76 \text{KN}$$

Le logiciel Etabs (v16.0.2) peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

1) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4. Méthode d'analyse modale spectrale

V.4.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont Basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes

V.3. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

F

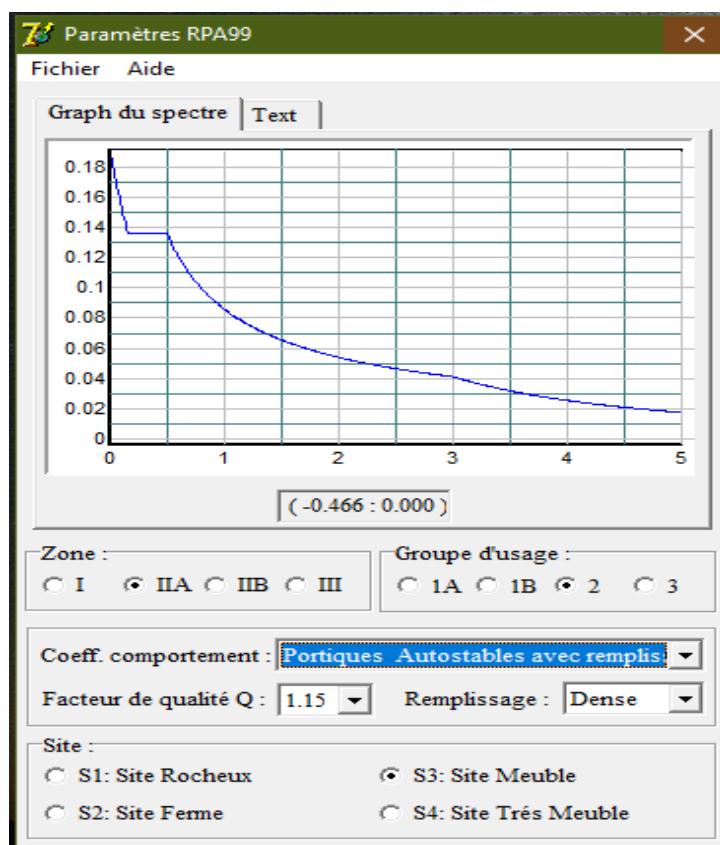
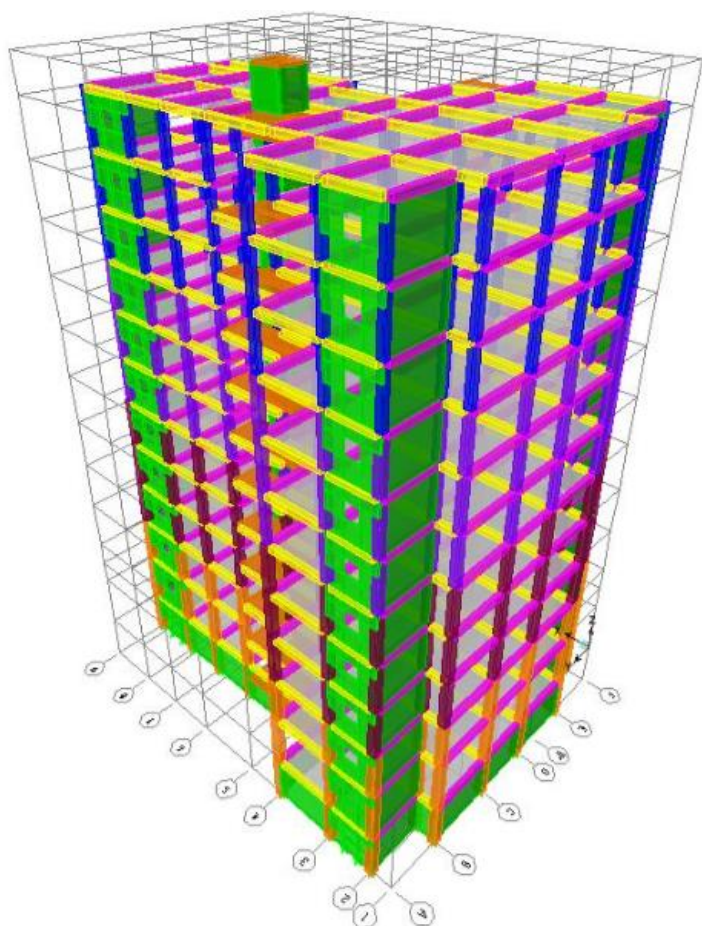


Figure VI.01 ; courbe de spectre de réponse



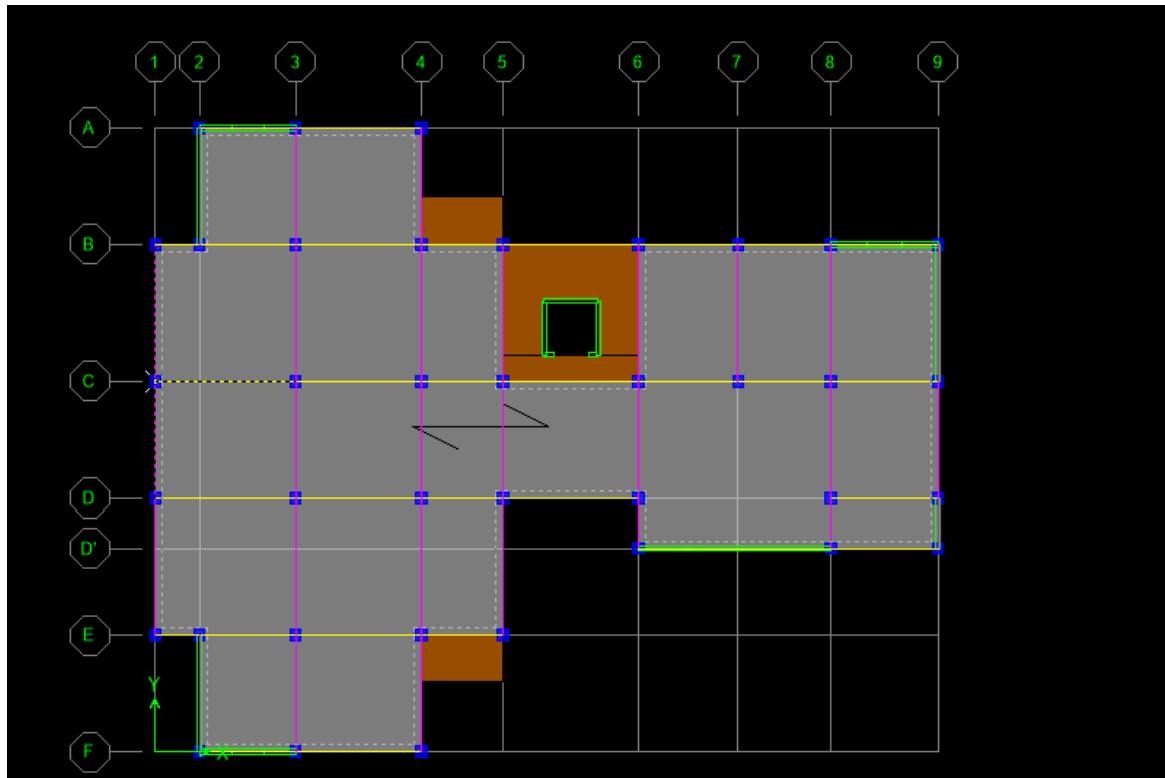


Figure V.2 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

V.4.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc $A = 0,15$

- D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 s \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 ; \xi = 7\%$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 34.10\text{cm}$$

donc : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.5 \text{ sec}$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0,806 \leq 3$$

Tdynamique	Tstatique	1,3Tstatique	Tdynamique < 1,3*T empirique
0,882	0,63	0,806	Condition vérifiée

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,806} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,60$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V.1: Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en elevation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.10) = 1.15$$

R: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (Tableau 4.3) du RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 4$$

V.4.4. Poids total de la structure

Tableau V.2: Poids de la structure

Niveau	W(t)
Terrasse	2900.46
10	3406.22
9	3444.32
8	3490.77
7	3545.23
6	3545.23
5	3598.95
4	3660.68
3	3660.68
2	3716.71
1	38870.23
Sens RDC	4376.40
TOTAL	43215.89

V.5. Vérification des forces sismiques ($V_d > 80\% V_s$)

V.5.1. Calcul de la force sismique totale

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,60 \times 1,15}{4} \times 38878.76 = 2150.131KN$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,510 \times 1,15}{4} \times 38878.76 = 2025.389KN$$

- Longitudinale :
 $V_{dx} = 2045.03KN > 80\%V_{st} = 2150.131KN \Rightarrow$ Condition non vérifiée

- Sens transversal :
 $V_{dy} = 1953.62KN > 80\%V_{st} = 2025.398KN \Rightarrow$ Condition non vérifiée

$$V_{dx}=2045.03 < 80\%V_{sx} \Rightarrow k = \frac{v_{sx}}{v_{dx}} \frac{2150.131}{2045.03} = 1.052$$

$$V_{dy}=1953.62 < 80\%V_{sy} \Rightarrow k = \frac{v_{sy}}{v_{dy}} \frac{2025.389}{1953.62} = 1.037$$

- Longitudinale :
 $V_{dx} = 2151.37KN > 80\%V_{st} = 2150.131KN \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 2025.91 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 2025.398 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition n vérifiée}$$

V.5.2. Vérification des facteurs de participation massique

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 88.3781\% < 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$\sum \alpha_y = 90.0346 < 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

4.3.4. Nombre de modes à considérer ;

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

- Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

4.3.5; Combinaison des réponses modales

- a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) .vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

V.5.3. Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique $T_{dyn} = 0,882 \text{ sec}$

Chapitre V: Etude sismique

$T_{dxn} = 0,63 \text{ sec} < 1,30.T = 1,3 \times 0,63 = 0,806 \text{ sec}$ condition vérifiée

$T_{dyn} = 0,63 \text{ sec} < 1,30.T = 1,3 \times 0,68 = 0,884 \text{ sec}$ condition vérifiée

Tableau V.3: Facteur de Participation Massique

Facteur de participation massique (%)				
Mode	Période	U_x	U_y	U_z
1	0.882	5.4597	58.5333	0
2	0.793	58.0251	5.3231	0
3	0.586	0.6156	0.0257	0
4	0.220	0.148	14.28.02	0
5	0.199	14.245	3.1144	0
6	0.140	0.148	0	0
7	0.098	1.348	5.051	0
8	0.091	4.8412	1.384	0
9	0.063	0.0091	2.127	0
10	0.0597	00.8484	0.001	0

Tableau V.4: Déplacement latéral inter-étage

Déplacement (m)		
Niveau	Sens X	SensY
10	0,007	0,008
9	0,007	0,008
8	0,007	0,008
7	0,007	0,008
6	0,007	0,008
5	0,007	0,008
4	0,007	0,008
3	0,006	0,007
2	0,005	0,006
1	0,004	0,005
R-D-C	0.003	0.004
S-sol	0.00	0.00

V.9 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

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

V.9.1L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le **RPA99/version2003 (article 4.3.7)** procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Story	M _x	X _{CM}	X _{CR}	e _x = X _{CM} - X _{CR}	5%(L _x)
S.SOL	661,90	14,061	15,250	-1,189	1,3275
RDC	602,29	14,044	11,339	2,705	1,3275
STORY1	571,51	14,047	10,895	3,152	1,3275
STORY2	564,73	14,047	10,941	3,106	1,3275
STORY3	564,73	14,047	11,175	2,872	1,3275
STORY4	564,73	14,047	11,468	2,579	1,3275
STORY5	557,77	14,047	11,768	2,279	1,3275
STORY6	551,82	14,047	12,041	2,006	1,3275
STORY7	551,82	14,047	12,285	1,762	1,3275
STORY8	550,61	14,045	12,479	1,566	1,3275
STORY9	507,48	14,057	12,623	1,434	1,3275

Tableau V.5 : Vérification de l'excentricité

V.5.4. Déplacements latéraux inter-étage

Selon le RPA2003 (article5.10) concernant les déplacements latéraux inter-étage la formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \overline{\Delta}$$

Avec :

$$\overline{\Delta} = 0,01h_e$$

h_e : hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R\Delta_{ex}^k$$

et

$$\Delta_y^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

et

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspondant déplacement relatif au niveau par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Déplacement horizontale dû aux forsesismique au niveau k dans le sens x (idem dans sens y, δ_{ey}^k).

R : Coefficient de comportement globale du la structure.

Tableau V.6: Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Dx	Dy	dx*R	dy*R	Δkx (m)	Δky (m)	1%he
STORY11	0,017 sol	0,020	0,068	0,080	0,007	0,008	0,0306
STORY10	0,015	0,018	0,061	0,072	0,007	0,008	0,0306
STORY9	0,014	0,016	0,054	0,064	0,007	0,009	0,0306
STORY8	0,012	0,014	0,047	0,055	0,007	0,008	0,0306
STORY7	0,010	0,012	0,040	0,047	0,007	0,009	0,0306
STORY6	0,008	0,010	0,033	0,038	0,007	0,008	0,0306
STORY5	0,007	0,008	0,026	0,030	0,007	0,008	0,0306
STORY4	0,005	0,006	0,019	0,022	0,006	0,007	0,0306
STORY3	0,003	0,004	0,013	0,015	0,005	0,006	0,0306
STORY2	0,002	0,002	0,008	0,009	0,004	0,005	0,0306
STORY1	0,001	0,001	0,004	0,004	0,003	0,004	0,035
STORY00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,03

V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets est négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau«

Chapitre V: Etude sismique

K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.3)}.$$

Tableau V.7: Vérification de de l'effet P-Delta :

NIV	hk (m)	Δkx (m)	Δky (m)	Vkx (t)	Vky (t)	Wk (t)	Pk(cumul) (t)	θκ (x)	θκ (x)
STORY11	3,06		0,0080			2	2		
		0,0068		389,31	378,09	900,46	900,46	0,02	0,02
STORY10	3,06		0,0084			3	6		
		0,0068		739,46	704,79	406,22	306,68	0,02	0,02
STORY9	3,06		0,0088	1		3	9		
		0,0072		013,34	956,41	444,32	751,00	0,02	0,03
STORY8	3,06		0,0084	1	1	3	13		
		0,0072		239,52	164,74	490,77	241,78	0,03	0,03
STORY7	3,06		0,0088	1	1	3	16		
		0,0068		438,14	345,97	545,23	787,01	0,03	0,04
STORY6	3,06		0,0080	1	1	3	20		
		0,0072		611,27	503,70	545,23	332,24	0,03	0,04
STORY5	3,06		0,0080	1	1	3	23		
		0,0068		761,17	644,09	598,95	931,19	0,03	0,04
STORY4	3,06		0,0068	1	1	3	27		
		0,0060		890,65	767,70	660,68	591,87	0,03	0,03
STORY3	3,06		0,0064	2	1	3	31		
		0,0052		000,51	872,35	660,68	252,55	0,03	0,03
STORY2	3,06		0,0048	2	1	3	34		
		0,0044		087,83	957,60	716,71	969,25	0,02	0,03
STORY1	3,50		0,0036	2	2	3	38		
		0,0032		141,61	013,76	870,23	839,49	0,02	0,02
STORY00	3,00		0,0004	2	2	4	43		
		0,0004		151,37	025,91	376,40	215,89	0,00	0,00
θ = P_k Δ_k / V_k h_k ≤ 0.10									

Conclusion :

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des θ_k^x et θ_k^y sont inférieures à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$ (Stable). On peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre VI:

Ferraillage des portiques

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VII.1. Ferrailage des portiques

1.1. Poutres

a. Méthode de calcul

En 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

1^{er} genre : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow M_{sp1}$

2^{ème} genre : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow M_{sp2}$

Si: $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 \Rightarrow$ on détermine les armatures sous S_{p1}

$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 \Rightarrow$ On détermine les armatures sous S_{p2}

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$)

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 : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

b. Armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{ème} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Moments maximums des poutres principales

Etage	Position	Moment max (kN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moment de calcul	Tmax (kN.m)
		M_{Sp1}	M_{Sp2}			
Etage Courant	Appuis	70.3	111.2	1.58	111.5	15.92
	Travée	48.1	82.3	1,71	82.3	
Terrasse	Appuis	58.8	99.0	1,68	99.0	9.25
	Travée	42.6	74.9	1,75	74.9	

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Tableau VII.1. Moments maximums des poutres secondaires

Etage	Position	Moment max (kN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moment de calcul	Tmax (KN.m)
		M_{Sp1}	M_{Sp2}			
Etage Courant	Appuis	60.8	67.8	1.11	60.8	5.63
	Travée	52.2	58.7	1,12	52.2	
Terrasse	Appuis	54.8	59.8	1.09	54.8	6.57
	Travée	42.7	46.0	1.07	42.7	

c. Poutres principales (30 x 40) cm²

c.1. Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, On a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6\text{cm}^2} \text{ (sur tout la section).}$$

$$A_{\max} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2} \text{ (zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\%(bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72\text{cm}^2} \text{ (zone de recouvrement).}$$

➤ En appuis

❖ Etat limite ultime

$$\begin{cases} M_{Sp1} = 7.03 \text{ KN.m} \\ M_{Sp2} = 11.15 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{Sp2}}{M_{Sp1}} = 1,58 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

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 : $f_e = 348\text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 14,17\text{ MPa}$;
- Contrainte limite à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$;
- Fissuration préjudiciable.

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.15 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0,020 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,992$$

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.15 \times 10^3}{0.992 \times 36 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 4.81 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 8.23 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1.71 > 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.23 \times 10^3}{30 \times 36 \times 14.17} = 0.014 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.993$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.23 \times 10^3}{0.993 \times 36 \times 400} = 0.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d. Poutres secondaires (30 x 35) cm²

d.1. Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, On a :

$$A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2} \text{ (sur tout la section).}$$

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 4 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 6 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement).}$$

➤ **En Travée :**

❖ **Etat limite ultime**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 5.22 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 5.87 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1.12 < 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.22 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 18.48} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.22 \times 10^3}{0,995 \times 31.5 \times 400} = 0.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **En appuis :**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 6.08 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,11 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Dnnées :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 33.5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.08 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 18.48} = 0,011 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.08 \times 10^3}{0,994 \times 31.5 \times 400} = 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et la section de ferrailage adopté pour l'ensemble des niveaux.

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Tableau VII.3: Récapitulation du ferrailage des poutres principales

Etage	Position	Moment de Calcul	As min	As Calculé	Choix
		(KN.M)			
Etage Courant	Appuis	111.5	6	8.08	3T14+3T14
	Travée	82.3		5.82	3T14+3T14
Terrasse	Appuis	99.0	6	7.10	3T14+3T14
	Travée	74.9		5.27	3T14+3T14

Tableau VII.4: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

Etage	Position	Moment de calculé	As Min	As Calculé	Choix
Etage Courant	Appuis	60.8	5.25	7.14	3T12+3T14
	Travée	52.2		6.01	3T12+3T14
Terrasse	Appuis	54.8	5.25	6.35	3T12+3T14
	Travée	42.7		4.82	3T12+3T14

e. Vérification

e.1. Poutres principales (30 x 40) cm²

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} > A_{min} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée sur toute la section.}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15.92 \times 10}{30 \times 36} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

e.2. Détermination du diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{11.42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des cadres

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{10\text{cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22\text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimale

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,065; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 40}{235} = 0,008 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,13 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,08\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,08 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 1,2 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T = 15,92; M_{ap} = 44,19 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{44,19}{0,9 \times 40 \times 10^{-2}} = 30,97 \text{ KN.m} > 15,92 \text{ KN.m}$$

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

Compression de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,92 \times 1,5}{0,8 \times 40 \times 25 \times 10} = 0,007 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,3 \text{ MPa}$$

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 40,5 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} .$$

$$a > 3,3 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 15,92 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 6$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,92 \times 10^3}{0,9 \times 36 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre Principale ($b = 40 \text{ cm}$), 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: $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$;

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 33,87 \text{ cm} \\ L_1 = 0,68 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 33,85 \text{ cm} \\ L_1 = 0,67 \text{ cm} \end{cases}$$

Longueur de recouvrement

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I et II :

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{ser} = 37.85 \text{ KN.m} ; A = 9.24 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 135y - 4680 = 0$$
$$\rightarrow y = 12.57 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$
$$I = \frac{30 \times 12.57^3}{3} + 15 \times 9.24(30 - 12.57)^2$$
$$I = 61968.57 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{37.85 \times 10^3}{61968.57} \times 12.57 = 7.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

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

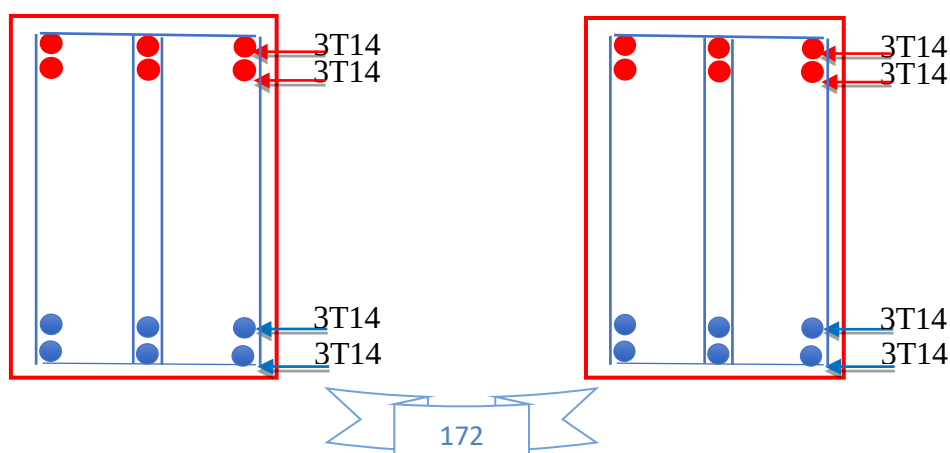
η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{37.85 \times 10^3}{61968.57} \times (36 - 12.57) = 22.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 22.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

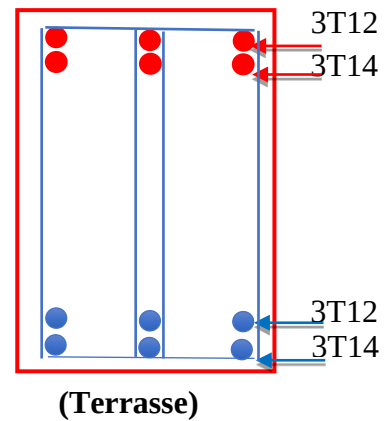
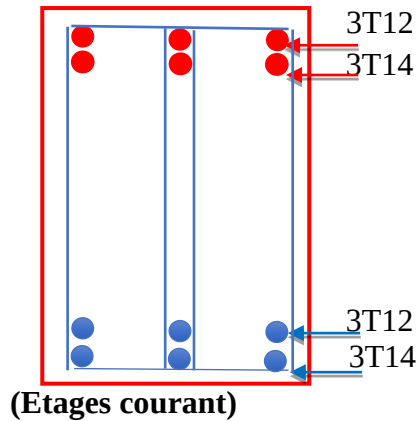
VI.1.1. Ferrailage des poutres principales



(Etages courant)

(Terrasse)

1.1. Ferrailage des poutres secondaires :



VI.1.2. Ferrailage des poteaux

VI.1.2.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.1.2.2. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de **0,8% (zone IIa)** ;

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement ;

Le diamètre minimum est de **12 mm** ;

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi & \text{en zone I et II} \\ 50\Phi & \text{en zone III} \end{cases}$

Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Poteau	$A_{min} = 0,8\%(a \times b)$	$A_{max1}=4\%.(a \times b)$	$A_{max2}=6\%.(a \times b)$
(50X50) cm ²	20	100	150
(45X45) cm ²	16,20	81	121,5
(40X40) cm ²	12,80	64	96
(35X35) cm ²	9,80	49	73,5

VI.1.2.3. Exemple de calcul

Exemple de calcul

1) Les sollicitations défavorables

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (t.m) :

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Combinaison		(50x50) cm ²	(45 45) cm ²	(40 x 40) cm ²	(35x35) cm
A	$N_{max}[kN]$	26511.12	1881.85	1220.45	587.6
	$M_{cor}[k.m]$	3,74	7.02	7.5	7.57
B	$N_{min}[kN]$	278.31	306.64	141.58	3.42
	$M_{cor}[kn.m]$	6.52	13.07	10.58	907
C	$M_{max}[kn.m]$	44.86	56.28	59.95	54.58
	$N_{cor}[kN]$	1142.4	706.20	378.37	89.56

Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre.

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Combinaison		(50 x 50) cm ²	(45 x 45) cm ²	(40 x 40) cm ²	(35x35)cm
A	$N_{max}[Kn]$	91.57	1557.43	905.93	436.94
	$M_{cor}[Kn.m]$	2118.12	31.95	29.11	14.20
B	$N_{min}[Kn]$	0.41	6.89	37.19	27.19
	$M_{cor}[Kn.m]$	21.95	41.26	5.08	1.51
C	$M_{max}[Kn.m]$	91.57	94.86	92.29	75.59
	$N_{cor}[Kn]$	2118.12	794.90	86.96	77.22

Tableau VI.7 :Sollicitations du deuxième genre.

Calcul du poteau :

Poteau (50x50) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

➤ (a) $-N_{max}=21651.12KN$

$M_{corr}= 3.743 KN.m$

a. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.743}{2651.12} = 1.40 \times 10^{-3} m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2651.12 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 1.40 \times 10^{-3} \right) = 533.93KN.m$$

b. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,50 \times 0,50 = 28755 \\ M_u \leq 2651.12 \times 0,45 \left(1 - 0,514 \frac{2651.12 \cdot 10^4}{500 \times 450 \times 14,2} \right) = 3895.18kn.m \end{cases}$$

$N_u = 2651.12KN < 28755KN$... condition vérifiée

$M_u = 533.93KN.m < 3895.18KN.m$... condition vérifiée

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

➤ (b) $-N_{\min} = 278.35 \text{ KN}$

$M_{\text{corr}} = 6.62 \text{ KN.m}$

c. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6.62}{278.35} = 2.3 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 278.35 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 2.3 \times 10^{-2} \right) = 62.07 \text{ KN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.50 \times 0.50 = 28755 \text{ KN} \\ M_u \leq 278.35 \times 0.45 \left(1 - 0.514 \frac{278.35 \times 10^4}{500 \times 450 \times 14.2} \right) + 69.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$N_u = 278.35 \text{ KN} < 28755 \text{ KN}$ condition vérifiée

$M_u + 62.07 \text{ KN.m} < 69.18 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

➤ (c) $-M_{\max} = 44.86 \text{ KN}$

$N_{\text{corr}} = 1442.40 \text{ KN.m}$

e. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{44.86}{1442.40} = 3.1 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1442.40 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 3.1 \times 10^{-2} \right) = 333.19 \text{ KN.m}$$

f. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.50 \times 0.50 = 28755 \\ M_u \leq 1442.40 \times 0.45 \left(1 - 0.514 \frac{1442.40 \times 10^4}{500 \times 450 \times 14.2} \right) = 857.098 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$N_u = 1442.40 \text{ KN} < 28755 \text{ KN}$ condition vérifiée

$M_u = 333.19 \text{ KN.m} < 857.098 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

Combinaison de 2^{er} genre (G+Q+E) : -

➤ (a) $-N_{\max} = 91.57 \text{ KN}$

$M_{\text{corr}} = 2118.12 \text{ KN.m}$

a. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{91.57}{2118.12} = 4.3 \times 10^{-2}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2118.12 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 4.3 \times 10^{-2} \right) = 514.70 \text{ KN.m}$$

b. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.50 \times 0.50 = 28755 \text{ KN.M} \\ M_u \leq 2118.12 \times 0.40 \left(1 - 0.514 \frac{2118.12 \times 10^4}{500 \times 450 \times 14.2} \right) = 2294.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$N_u = 2118.12 \text{ KN} < 28755 \text{ KN}$ condition vérifiée

$M_u = 514.70 \text{ KN.m} < 2294.70 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

➤ (b) $-N_{\min} = 0.41 \text{ KN}$

$M_{\text{corr}} = 21.95 \text{ KN.m}$

c. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.41}{21.95} = 1.8 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 21.95 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 1.8 \times 10^{-2} \right) = 4.79 \text{ KN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.50 \times 0.50 \\ M_u \leq 21.95 \times 0.45 \left(1 - 0.514 \frac{21.95 \times 10^4}{500 \times 450 \times 14.2} \right) = 9.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

$$N_u = 21.95 \text{KN} < 28755 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 4.79 \text{KN.m} < 9.52 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A_5' = 0$).

➤ (c) $-M_{\max} = 91.57 \text{KN}$

$$N_{\text{corr}} = 2118.12 \text{KN.m}$$

e. Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{91.57}{2118.12} = 4.3 \times 10^{-2}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2118.12 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 4.3 \times 10^{-2} \right) = 514.70 \text{KN.m}$$

f. Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.50 \times 0.50 = 28755 \\ M_u = 2118.12 \times 0.45 \left(1 - 0.514 \frac{2118.12 \times 10^4}{500 \times 450 \times 14.2} \right) = 2294.70 \text{KN.M} \end{cases}$$

$$N_u = 2118.12 \text{KN} < 28755 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u = 514.70 \text{KN.m} < 2294.70 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

Section adoptée

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 16.20)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 16.20 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{T}20 + 4\text{T}16 = 20.61 \text{cm}^2$$

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Niveaux	Combi	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre				A adoptée [cm ²]
		N _u [t]	M _u [t.m]	A _{cal} [cm ²]	N _{ACC} [t]	M _{ACC} [t.m]	A _{sl} [cm ²]]	A _{min} [cm ²]	
Type 1 (50x 50) cm ²	A	2651.12	3,74	0	2118.12	91.57	0	20	4T16+4T20= 20.61
	B	278.31	6.52	0	0.41	21.95	0		
	C	1142.4	44.86	0	2118.12	91.57	1.47		
Type 2 (45 x 45) cm ²	A	1881.85	7.02	0	1557.43	31.95	0	16.20	4T12+8T14= 16.84
	B	306.64	13.07	0	6.89	41.26	3.03		
	C	706.20	56.28	0	794.90	94.86	0		
Type 3 (40 x 40) cm ²	A	1220.45	7.51	0	905.93	29.11	2.62	12.80	4T14+8T12= 15.20
	B	141.58	10.58	0	396,17	1,29	0		
	C	378.37	59.95	0	37.19	5.084	0		
Type 3 (35x 35) cm	A	587.6	7.57	3.44	436.94	14.20	8.71	9.80	4T14+4T12= 10.78
	B	3.42	9.07	0.66	27.19	1.51	0		
	C	89.56	54.58	0	77.22	75.59	0		

VI.3. Vérifications complémentaires

a. Vérifications de la contrainte de cisaillement

Le poteau le plus sollicité est de type (50 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{8.814 \times 10^2}{50 \times 45} = 0,39 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 MPa) ;$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,25 MPa ; 5 MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,39 MPa < \overline{\tau}_u = 3,33 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

b. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

➤ Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

On adopte un $\Phi 8$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

➤ **L'espacement:**

D'après le RPA 99/2003 on

a : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,50}{0,50} = 4,90 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 881.4}{50 \times 235} = 4.22 \text{ cm}^2$$

c. Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / (T \times b)$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 8\Phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

d. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$< 2,25 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

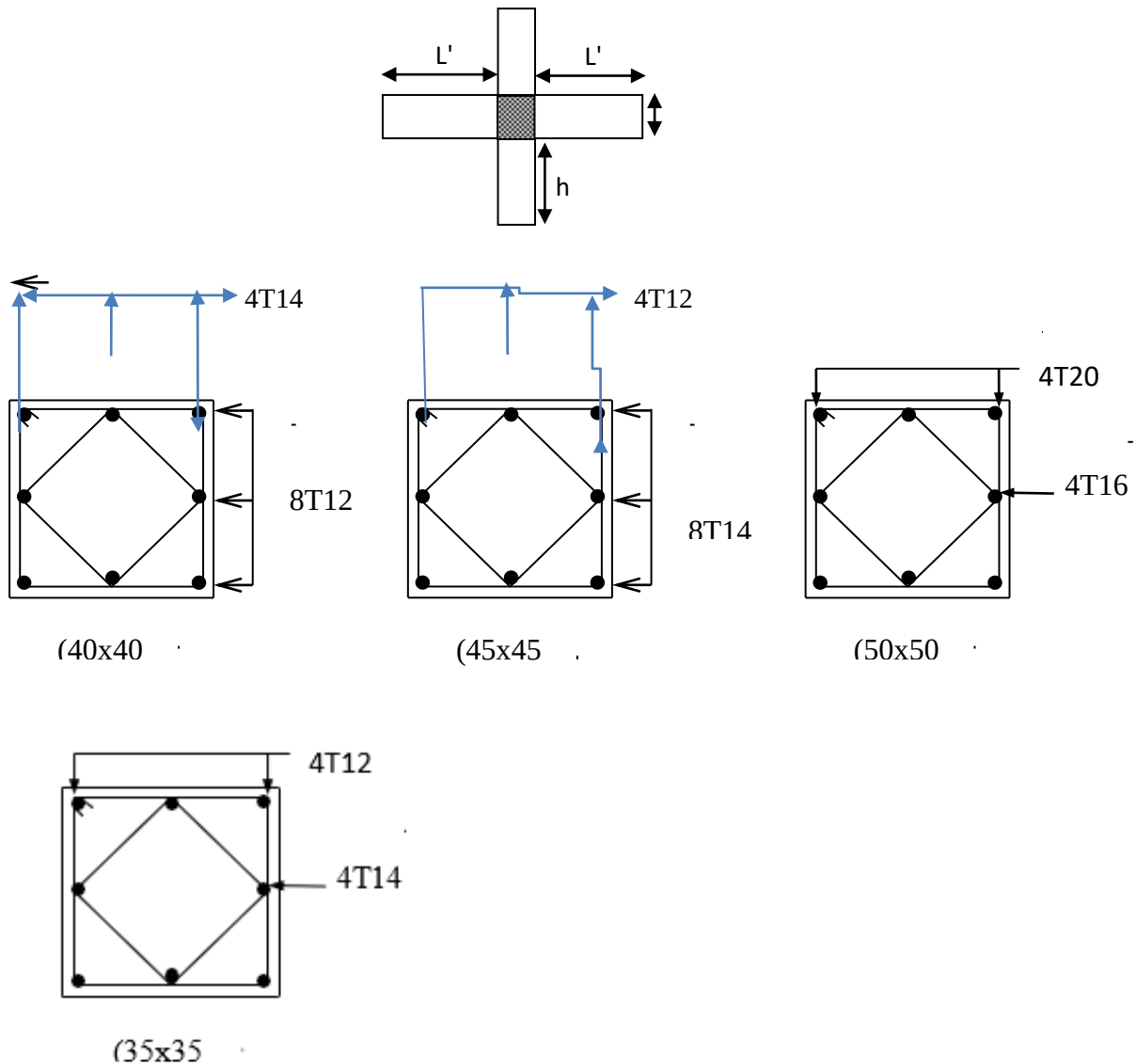
e. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont

Données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$



FigureVI : Schéma de ferrailage des poteaux

Chapitre VII:
Ferraillage des voiles

VII.1. Introduction

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il 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 structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion);
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher);
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

c. Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- **G + Q ± E**; Vérification du béton ;
- **0,8G + E**; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VII.3. Méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V: distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée;

I: moment d'inertie.

On distingue trois (03) cas :

Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15aL$

Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

-Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;

-Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc

On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticale

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0,15% ;

-En zone courante 0,10%.

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm. 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 diamètres de 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm et de 8mm dans le cas contraire.

d. Armatures de couture

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4. Ferraillage des voiles

VII.4.1. Exemple de calcul

a. Epaisseur de calcul

$$e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12.24 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 15\text{cm}$

$$A = (a \times 3.20) + 0,50^2 \times 2 = 0.98 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^2}{12} = \frac{0,15 \times 320^2}{12} = 2.1313 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5 + \frac{3,20}{2} = 2.1 \text{ m}$$

$$A = 0.98 \text{ m}^2.$$

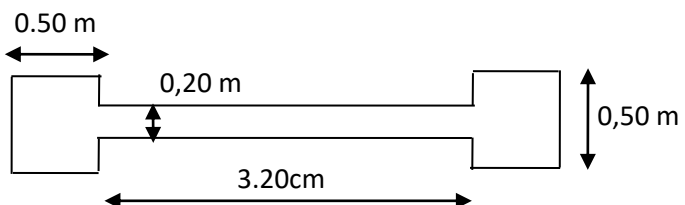


Figure VII.1 : Dimensions du voile

$$I = 2.1313 \text{ m}^4$$

$$V = 2.1 \text{ m}$$

$$N = 422.50 \text{ KN}$$

$$M = 4166.06 \text{ KN}$$

$$V_u = 481.60 \text{ KN}$$

b. Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{422.50}{0.98} + \frac{4166.06 \times 2.1}{2.1313} = 4536.00 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{422.50}{0.98} - \frac{4166.06 \times 2.1}{2.1313} = 3673.76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" ;
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

○ **Position de l'axe neutre :**

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \cdot l$$

$$x = \frac{3673.76}{4536.00 + 3673.76} \cdot 2.1313 = 1.879 \text{ m}$$

○ **Ferraillage du Voile :**

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} \cdot x = 3673.76 \cdot \frac{0.15}{2} \cdot 1.879$$

$$F = 517.85 \text{ kn}$$

○ **Les armatures verticales**

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{517.85}{400}$$

$$A_v = 12.946 \text{ cm}^2 \text{ Pour } A = 0.98 \cdot 0.15 = 0.147 \text{ m}$$

$$A_v \text{ total} = 12.946 \cdot \frac{0.98}{1.879 \times 0.15} = 45.00 \text{ cm}^2$$

- Les armatures coutures

$$A_c = 1,1 \cdot \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 4816,0}{400} = 18,54 \text{ cm}^2$$

- **La section d'armature verticale totale**

$$A_{vt} = A_v + A_c = 45,00 + 18,54 = 63,55 \text{ cm}^2$$

16T16+(2X21T16) +16T16

$$33,60+47,46+33,60=114,65>63,55\text{.....cv}$$

c. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferraillage pour une bande de 1 mètre (L = 1m)

$$A_{min} = 0,15\% \times e \times 1\text{m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d. Diamètre des armatures

$$\Phi \leq \frac{1}{10} a$$

$$\Phi \leq \frac{1}{10} 150$$

$$\Phi \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi = 12 \text{ mm}$

e. Espacement des armatures

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \min \{2a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \text{.....(1)}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$S_t \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{22,5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \text{.....(2)}$$

Donc : $S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}}\}$

$S_t \leq 22.5\text{cm}$ On adopte un espacement de $S_t = 20\text{ cm}$.

Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 ; $A_s = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$.

f. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit 5 T 12; $A_s = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

g. Calcul des armatures transversales

D'après le C.B.A.93 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins ; on prend donc **4φ8 par m²**.

h. Vérification des contrainte de cisaillement

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{481.60 \times 10^{-3}}{15 \times 0,9 \times 3.06} = 0,0116\text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25\text{ MPa} ; 5\text{ MPa}) = 3,25\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,015\text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25\text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

RPA 99/2003:

VII.5. Disposition des armatures

VII.5.1. Armatures verticales

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30cm 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 15cm

On a $S_t = 20\text{cm} \rightarrow S_t/2 = 10\text{cm} < 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$L = 320\text{cm} \rightarrow L/10 = 32\text{cm.}$

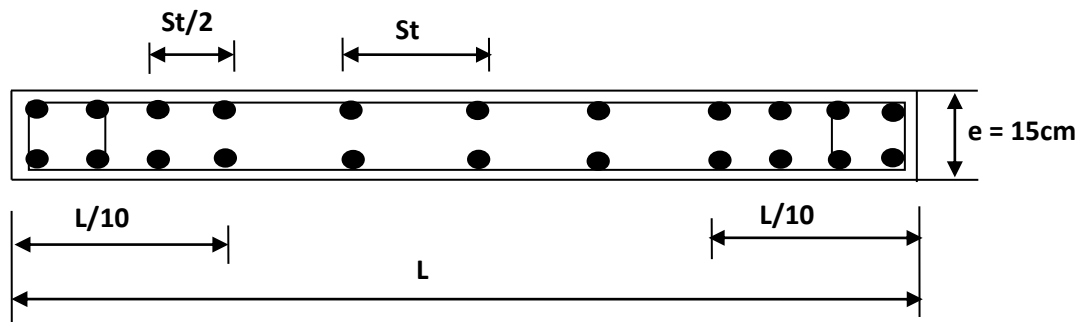


Figure VII.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.5.2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

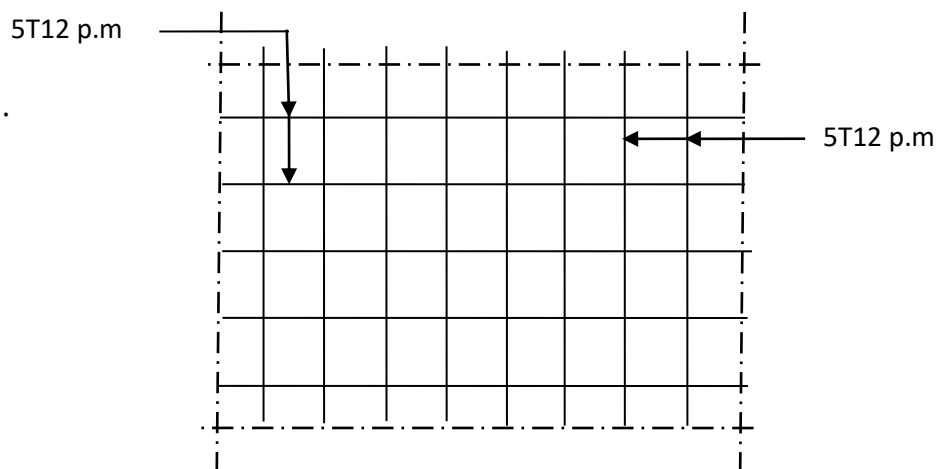
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.5.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur



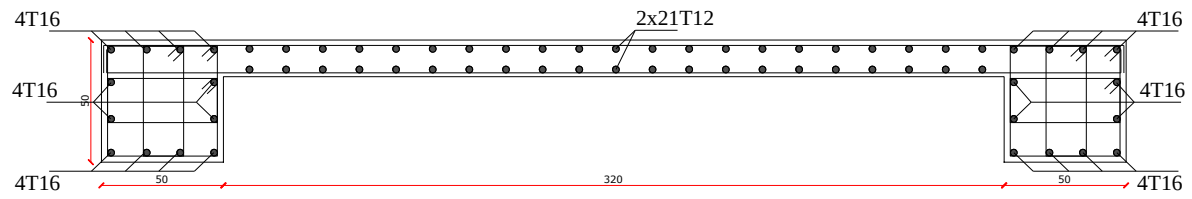


Figure VII. 3: Disposition du ferraillage du voile

Chapitre VIII
Etude de l'infrastructure

III.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20\text{cm}$, la hauteur du voile périphérique $h = 3.00\text{m}$ et on fait le calcul pour une bande de 1m de largeur :

- Q : Surcharge d'exploitation $Q = 4\text{kN/m}^2$
- Γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$
- ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 30^\circ$;
- K_a : Coefficient de poussée des terres: $Ka = \tan^2\left(\pi/4 - \phi/2\right) - 2C \tan\left(\pi/4 - \phi/2\right)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) - 2 \times 0,2 \tan(45^\circ - 15^\circ) = 0,102$$

1. Calcul des charges

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a. Poussée des terre

$$b. p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,102 \times 1,8 \times 3, = 0,55 \text{ t/ml}$$

b. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,102 \times 0,4 \times 3 = 0,12 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c. Charge pondérée

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 0,92 \text{ t/m}$$

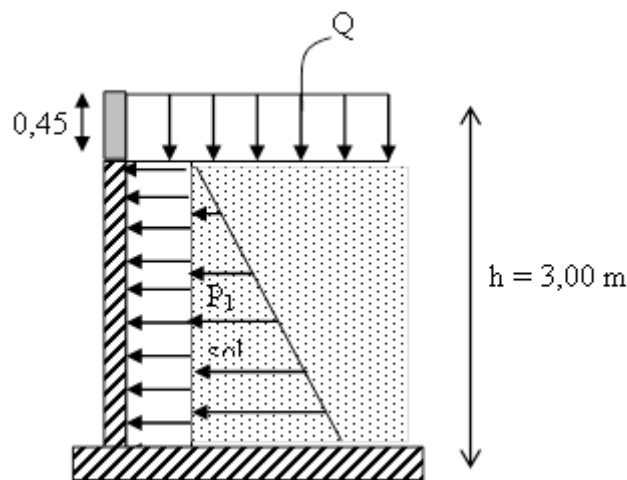


Figure VIII.1: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

2. Calcul des sollicitations

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3 - 0,50 = 2,50 \text{ m} \\ L_y = 4,45 - 0,45 = 4 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,62 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0550 \times 0,92 \times 2,50^2 = 0,45 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3205 \times 0,45 = 0,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont: } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,38 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,11 \text{ t.m} \end{cases}$$



➤ Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,09 \text{ t.m} > 0,07 \text{ t.m}$$

3. Calcul du ferrailage

• Sens x :

$$M_{tx} = 0,38 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,38 \times 10^4}{14,20 \times 18^2 \times 100} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,38 \times 10^4}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2$$

• Sens-y :

$$M_{ty} = 0,11 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,11 \times 10^4}{14,20 \times 18^2 \times 100} = 0,002 < \mu_l = 0,39 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,11 \times 10^4}{0,999 \times 18 \times 348} = 0,17 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

• Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12 \rightarrow A_{ty} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,62}{2} \right) = 2,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

On prend: $5T12 \rightarrow A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4. Vérifications

a. Vérification de l'effort tranchant

On a $\alpha = 0,62 > 0,4$ donc:

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 0,92 \times \frac{2,5}{2 \left(1 + \frac{0,62}{2}\right)} = 0,87 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 0,92 \times \frac{2,5}{3} = 0,77 \text{ t} < V_x = 0,87 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 0,87 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{0,87 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,048 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 0,67 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,844 \times 0,67 \times 2,50^2 = 0,35 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,4892 \times 0,35 = 0,17 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,29 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,14 \text{ t.m} \end{cases}$

- Sens x :

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75 - 1525,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 6,09 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 15786,07 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,29 \times 10^4}{15786,07} \times 6,09 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

d. 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, $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,29 \times 10^4}{15786,07} \times (18 - 6,09) = 32,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

- Sens-y :

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow y = 6,09 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 15786,07 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,14 \times 10^4}{15786,07} \times 6,09 = 0,54 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,14 \times 10^4}{15786,07} \times (18 - 6,09) = 15.84 MPa$$

$$\sigma_{st} = 15.84 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec **5T12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) chacune est avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

VIII.2. Calcul des fondations

2.1. Introduction

VIII- Introduction :

Des fondations solides sont l'un des facteurs les plus importants pour garantir la sécurité et la stabilité du bâtiment lors d'un tremblement de terre.

Pour concevoir les fondations, des facteurs d'influence doivent être pris en compte, tels que les propriétés du sol, les charges sismiques et la forme du bâtiment. Il existe de nombreux types de fondations, telles que les fondations en béton armé, les fondations profondes et les fondations flottantes.

VIII-1- Le radier général :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalle, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

VIII-2-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= poids total de la structure).

Le poids supporté par le radier est :

Avec :

w_G : la charge permanente (poids de la structure).

w_q : la charge d'exploitation.

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

Combinaison d'actions :

$$\text{ELU: } N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 69561.37\text{KN}$$

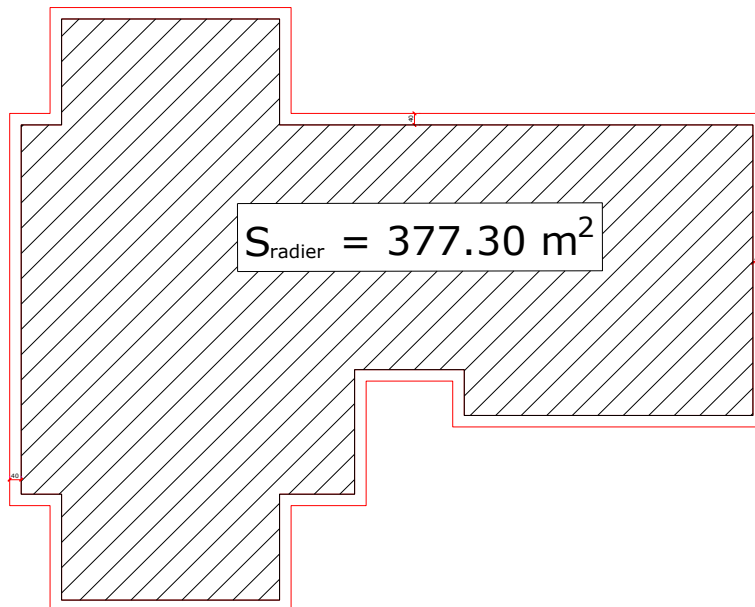
$$\text{ELS: } N_s = G_t + Q_t = 50783.77\text{KN}$$

Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{50783}{200} = 253.915\text{m}^2$$

On prend un débord de 80cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 377.30$



e **Figure.VIII.2.** La section du radier

Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{er} condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.06f_{c28}$$

$$V_u: \text{l'effort tranchant ultime: } V_u = \frac{Q \times L}{2}$$

L : longueur maximal d'une bande 1m, L= 4.45 m

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{69561.37}{377.30} = 184.36 \text{ KN/m}^2$$

Par ml: $Q_u = 184.36 \times 1 \text{ ml} = 184.36 \text{ KN/ml}$

$$V_u = \frac{184.36 \times 3.20}{2} = 387.16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b \times d} \leq 0.06 f_{c28} \rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06 f_{c28} \times b}$$

$$d \geq \frac{387.16 \times 10^{-3}}{0.06 \times 25 \times 1} = 0.258 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}; \text{ Avec } L = 4.45 \text{ m}$$

$$17.8 \leq d \leq 22.5 \rightarrow d = 20 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 35 \text{ cm, on prend: } h = 35 \text{ cm et } d = 30 \text{ cm}$$

VIII-3- Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow 49.44 \text{ cm} \leq h \leq 74.16 \text{ cm, On prend } d = 63 \text{ cm, } h = 70 \text{ cm, } b = 50 \text{ cm.}$$

Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_r = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_r = 25 [0.40 \times 377.30 + 0.70 \times 0.50 \times 113.9] = 4762.71 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{ser} = 4769.71 + 50783.77 = 55553.48 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{55553.48}{377.3} = 147.23 < 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

$$I: \text{ inertie de la poutre et égal } I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.70^3}{12} = 0.0141 \text{ m}^4$$

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

B : largeur de la poutre $b = 0.50 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $K = 5000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0.041}{5000 \times 0.5}} = 14.52 \text{ m}$$

$$L_{max} = 14.52 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.30 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Evaluation des charges :

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{57164.33}{573.60} = 99.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0.40 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{radier} = 134.59 - 10 = 124.59 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de:
 $Q = 124.59 \text{ KN/m}^2$.

VIII-4- Ferrailage du radier :

VIII-4-1- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$, la dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.4 M_0 \dots \dots \dots \text{appui de rive.}$$

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

$M_a = 0.5M_0$ appui intermédiaire.

2^{ème} cas :

Si: $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$, la dalle se calcule comme une poutre continue dans les deux sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable

Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.33}{4.45}$$

$\alpha = 0.97 > 0.4$ La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0392; \mu_y = 0.9322$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0392 \times 184.36 \times 4.45^2 = 143.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.9322 \times 98.08 = 133.40 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

Sens x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 143.11 = 121.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{121.64 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.17} = 0.021$$

$$\rightarrow \beta = 0.9895$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{121.64 \times 10^3}{0.9895 \times 63 \times 348} = 5.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right) = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{tx \text{ cal}}; A_{x \min}\} = \max\{5.60; 1.01\} = 5.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T14 = 6.16 cm², et S_t = 25cm

Sens-y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 133.40 = 113.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{113.39 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.17} = 0.020$$

$$\rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{s\ ycal} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{113.39 \times 10^3}{0.990 \times 63 \times 348} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ymin} = 8 \times \text{épaisseur} = 2.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adoptée} = \max\{A_{tycal}; A_{ymin}\} = \max\{3.80; 2.8\} = 3.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte 4T14, $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Sur appui :**

Sens x (rive) :

$$M_{ax} = 0.4 M_{0x} = 0.3 \times 143.11 = 57.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{57.24 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.17} = 0.010$$

$$\rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57.24 \times 10^3}{0.995 \times 63 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 ; $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

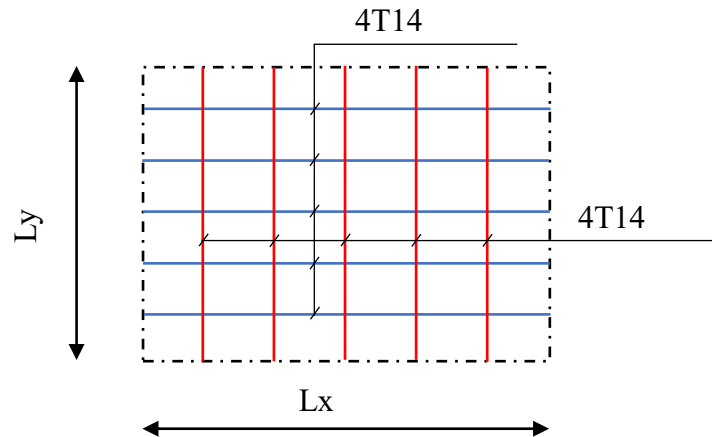


Figure VIII-3 : Armatures supérieures (en travée).

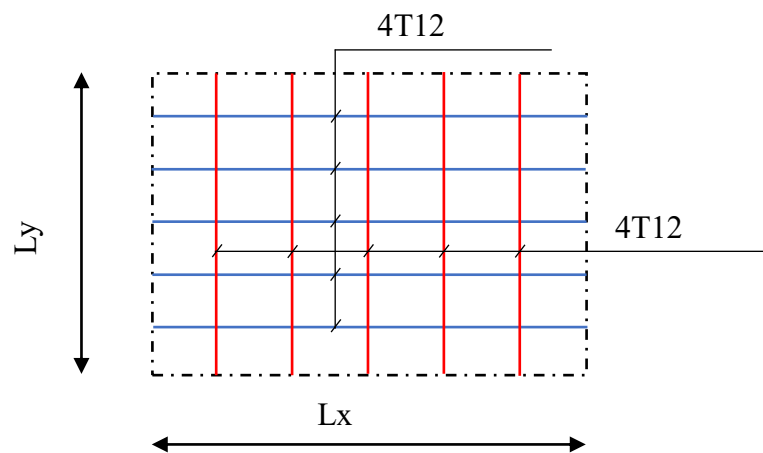


Figure VIII-4 : Armatures inférieurs (en appui).

VIII-5- Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Sens longitudinale :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \times L_{y1}^2} \right) \times L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \times L_{x1}^2} \right) \times L_{x2} \right]$$

Avec :

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

$$L_{x1}: 4.45m = L_{y1}$$

$$L_{x2}: 4.33m$$

$$Q = 124.59 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{184.36}{2} \left[\left(1 - \frac{4.45^2}{3 \times 4.45^2} \right) \times 4.45 + \left(1 - \frac{4.33^2}{3 \times 4.45} \right) \times 4.33 \right] = 228.26 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{228.26 \times 4.45^2}{8} = 565.01 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 565.01 = 480.25 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{480.25 \times 10^3}{50 \times 63^2 \times 14.17} = 0.170 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{480.25 \times 10^3}{0.906 \times 63 \times 348} = 24.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{ème} \text{ lit } 4T16 \\ 3^{ème} \text{ lit } 4T16 \end{cases} \rightarrow A_t = 24.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Sur appui :**

- $M_a = 0.4 \times M_0 = 226.00 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{226.00 \times 10^3}{50 \times 63^2 \times 14.17} = 0.080 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{226 \times 10^3}{0.958 \times 63 \times 348} = 10.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : (3T16 filant + 3T16 chapeau) A= 12.06 cm².

- **Contrainte de cisaillement :**

- **Calcul de l'effort tranchant :**

- **Sens longitudinale :**

- $T = (Q' - Q) \frac{L_{max}}{2} = (228.26 - 184.36) \times 4.45/2$

$$T_{max} = 97.67 \text{ KN}$$

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{97.67}{0.5 \times 0.63 \times 1000} = 0.31 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}; 4 MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.31 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Armature transversales :

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 20; 20; 50 \} = 20 mm \rightarrow \phi_t = 10 mm$$

Espacement :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 17.5; 24 \} = 17.5 cm \rightarrow S_t = 17.5 cm$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit 4T10= 3.14cm².

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa \right\}$$

$$\frac{3.14 \times 400}{15 \times 45} \geq 0.15 \rightarrow 2.09 > 0.44 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de Ferrailage de la poutre de libage

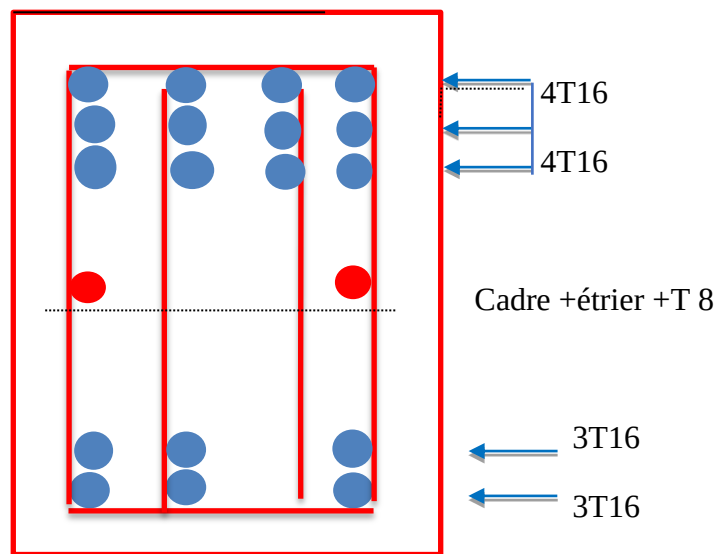


Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversale)

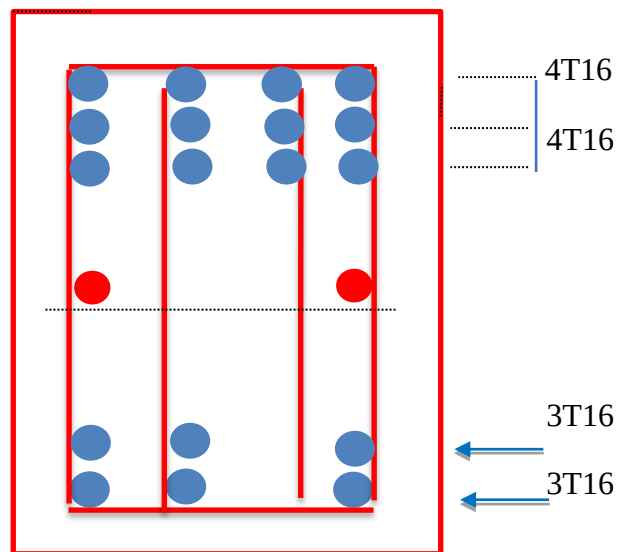


Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinale)

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en œuvre les différentes méthodes de calcul et les techniques utilisées dans la conception des bâtiments, tout en respectant les réglementations algériennes en vigueur dans le domaine de la construction.

Il nous a offert l'opportunité d'appliquer concrètement les connaissances acquises tout au long de notre formation de master en génie civil.

L'utilisation du logiciel ETABS nous a été particulièrement utile pour l'analyse et l'interprétation des résultats, ce qui nous a permis de réaliser le ferrailage des différents éléments structurels.

Ainsi, ce projet nous a permis d'approfondir notre compréhension du rôle de l'ingénieur civil, qui ne se limite pas uniquement aux calculs de ferrailage, mais englobe également :

La résolution optimale des problèmes en prenant en compte l'économie et la sécurité;

La conception et la modélisation ;

La prise en considération de la forme, de la fonction et du comportement des éléments structuraux.

Au cours de ce travail, nous avons étudié en détail les éléments des structures en béton armé, tout en surmontant plusieurs difficultés, notamment la maîtrise du logiciel ETABS et l'optimisation de la stabilité de la structure.

Nous espérons que ce travail constituera une base solide pour notre future carrière professionnelle et qu'il servira également de référence utile pour les prochaines promotions.

Perspectives :

Il serait intéressant d'approfondir l'étude sur des projets réalisés sur des sols de mauvaise qualité ou à grande profondeur, afin d'explorer l'utilisation de fondations spéciales comme les pieux ou les micropieux ;

Étendre les études à d'autres types d'ouvrages, tels que les tunnels, qui nécessitent la conception de structures en voiles en béton armé.

***Références
Bibliographiques***

REGLLEMENT :

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens
- CBA 93 : Calcul de Béton Armé
- DTR B.C 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges Permanentes et Charges d'Exploitations)
- Cours Parasismique, Béton Armé, Analyse des Structures.

LOGICIELS :

- (ETAPS 9.6). 2007.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- WORD 2010, Excel 2010
- AUTO CAD 2007.

Les mémoires :

- Mémoire Aouidad Feriel et Mimoun Mohamed amin, étude d'une tour R+9 avec sous-sol à usage multiple contreventée par des voiles et des portiques.
- Mémoire Aouidad Feriel et Mimoun Mohamed amin, étude d'une tour R+8 avec sous-sol en béton armé comportant

Références Bibliographiques

Etude d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation implanté à
Tiaret