

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 :

Riane Zakaria

Nourredine Khouloud Imene

Sujet du mémoire

**Dimensionnement d'un bâtiment en béton armé en
R+7 à usage d'habitation implanté à Alger**

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

Mr. S. BELMAHI

Président

Mme L. KHARROUBI

Rapporteur

Mr. : A. CHIKH

Examineur

Mr : M. KHILOUN

Examineur

PROMOTION : 2021/2022



Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

A mon encadrant **Mme. Mimouni**, qui a bien voulu dirigé mes recherches. Merci pour votre disponibilité et vos orientations et votre patience qui ont guidés mes travaux. Ainsi que **Khiloun, M.Belmahi et M.Chikh** , qui m'ont fait l'honneur d'être membres de mon jury.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

Tout le personnel de la faculté des sciences appliquées département de génie civil de la bibliothèque, et de centre de calcul



Dédicas

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents pour leur amour et leur confiance inestimables, mon père Brahim qui a sacrifié toute sa vie pour me voir devenir ce que je suis, ma mère Berrazoum Noura, j'espère que vous serez fière de moi, et que j'ai pu réaliser les espoirs que vous avez placé en moi, j'espère que ce travail satisfera votre confiance en moi. Ma plus grande inspiration a été ton amour, ta grande inquiétude qui n'a jamais cessé de me faire sourire et de continuer, gardant la tête haute quand je traversais des moments difficiles.

À ma sœur et mon frère noussaïba Asmaa, Mohammed Amine, pour leur tendresse, leur complicité et leur présence malgré la distance qui nous sépare.

À mes grands-parents qui je les souhaite une longue vie pleine de bonne santé.

À toute la famille Nourredine, Particulièrement la famille Berrazoume pour tout son soutien que je ne saurai nommer ; Ma tantes, sœur et amie Hakima pour m'avoir soutenu toutes ces années et pour ces réponses quand j'en ai besoin

Durant mes cinq années d'études univ, la sympathie de plusieurs amis et camarades m'a accompagnée, parmi lesquels Seliman Fatima, Mimoun Mohamed, Ramdani Abdelhamid, Riane Zakaria : je ne t'oublierai jamais car nos années d'études ont été des plus belles. Que l'éclat de nos fous rires et le partage de nos petites peines brûlent toujours en nos esprits pour que, rien jamais n'efface les joyeux moments que nous avons vécus.

Modèle dans la vie est mon deuxième grand-père « ingénieur Berrazoume Morsli », oh dieu, fais de sa tombe un jardin du paradis.

En fin, je le dédie à mon binôme Zaki qui a contribué à la réalisation de ce travail.

Nourredine

Khoussoud Imene



Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en expriment la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien.

Mes frères et ma soeur

*Toute la famille : **RIANE***

*Toute la famille : **KOURICHI***

Mon binôme Khouloud

Mes amis Kadi, Amin, Hamid Sohib et Fathi et tous mes amis de la promotion de génie civil

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

Riane Zakaria



Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation constitué d'un rez de chaussée et 7 étages implanté à Alger. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 /version 2003. Cette étude se compose de quatre parties :

- ✓ La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le prédimensionnement des éléments de la structure et enfin la descente des charges.
- ✓ La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, escalier, dalles pleines, l'ascenseur et l'acrotère).
- ✓ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).
- ✓ La quatrième partie est consacrée à l'étude des portiques et des voiles et l'étude de l'infrastructure (calcul du radier général).

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

Mots clés : bâtiment, béton armé, ETABS V.9.6 , RPA99 V2003, C.B.A93 (BAEL91).

Abstract:

This project presents a study of a reinforced concrete building for residential use consisting of a ground floor and 7 floors located in Algiers. This region is classified as seismic zone III according to RPA99 / 2003 version. This study consists of four parts:

- ❖ The first part begins the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building, then the first dimensioning of the elements of the structure and finally the descent of the loads.
- ❖ The second part was devoted to the secondary elements (the beams, staircase, solid slabs, the elevator and the parapet).
- ❖ The dynamic study of the structure was started in the third part using the ETABS software in order to determine the various stresses due to the loadings (permanent loads, operations and seismic load).
- ❖ The fourth part is devoted to the study of the columns the beams and the shear walls; the study of the infrastructure (calculation of the general raft).

All calculations are made taking into account the calculation and verification regulations for reinforced concrete (RPA99V2003, BAEL91 modified 99).

Keywords: building, reinforced concrete, ETABS V.9.6, RPA99 V2003, C.B.A93 (BAEL91).

المخلص

- يقدم هذا المشروع دراسة لمبنى من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي و 7 طوابق يقع في مدينة الجزائر. تم تصنيف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية III وفقاً لإصدار RPA99 / 2003. وتتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:
- ❖ الجزء الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع بعرض للجانب المعماري لعناصر المبنى ، ثم أبعاد عناصر الهيكل وأخيراً نزول الأحمال.
 - ❖ الجزء الثاني خصص للعناصر الثانوية (الكمرات ، السلم ، الألواح الصلبة ، المصعد والحاجز).
 - ❖ بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث باستخدام برنامج ETABS لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والعمل والحمل الزلزالي).
 - ❖ الجزء الرابع مخصص لدراسة الاعمدة الروافد و الجدران المسلحة ودراسة البنية التحتية (حساب الطوافة العامة).
- يتم إجراء جميع الحسابات مع مراعاة لوائح الحساب والتحقق للخرسانة المسلحة (RPA99V2003 ، BAEI91 معدل (99).

الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، ETABS V.9.6 ، RPA99 V2003 ، C.B.A93

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- P : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment isostatique
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Sommaire

Chapitre I : Présentation du projet

I.Introduction :.....	1
I.1 Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.1.1 Caractéristique géométriques :.....	1
I.1.2 Caractéristique géométrique du sol :.....	1
I.1.3 Ossature et système constructif pris :.....	2
I.2 Caractéristique mécanique des matériaux :.....	2
I.2.1 Le béton :.....	3
I.2.1.1 Résistance mécanique :.....	3
I.2.1.2 Déformatio et contrainte de calcul :.....	4
I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :.....	5
I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale :.....	6
I.2.1.5 Module de déformation transversale :.....	6
I.2.2 Aciers :.....	6
I.2.2.1 Diagramme déformation-contrainte :.....	7
I.2.2.2 Contrainte limite de traction des armatures :.....	7
I.3 Hypothèse de calcul en béton armé :.....	8
I.3.1 Etats limites de service « ELS » :.....	8
I.3.2 Etats limites de résistance « ELUR » :.....	8
I.4 Règles des trois pivots :.....	9
I.5 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :.....	10

Chapitre II :Prédimensionnement des élément

II Prédimensionnement des éléments et descente de charges :.....	11
II.1 Prédimensionnement des planchers :.....	11
II.1.1 Epaisseur du plancher (corps creux) :.....	11
II.1.2 Descente de charges :.....	12
II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :.....	16

II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres :.....	16
II.3 Pré dimensionnement Les poteaux:.....	17
II.4 Calcul des escaliers :.....	22
II.5 Les voiles :.....	24
II.5.1 Pré dimensionnement des voiles :.....	24
II.6 Acrotère :.....	25

Chapitre III :éléments non structure

III.1 Acrotère :.....	26
III.1.1 Définition :.....	26
III.1.2 Dimensions :.....	26
III.1.2.1 Charge aux états limites :.....	26
III.1.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation :.....	26
III.1.3 Enrobage :.....	27
III.1.4 Excentricité :.....	27
III.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :.....	27
III.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :.....	27
III.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :.....	28
III.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :.....	28
III.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :.....	28
III.1.6 Les vérifications:.....	29
III.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S) :.....	29
III.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :.....	29
III.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :.....	30
III.1.6.4 Contrainte de cisaillement :.....	30
III.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :.....	30
III.1.6.6 Disposition du ferrailage :.....	31
III.2 Les balcons :.....	31
III.2.1 Définition :.....	31

III.2.1.1 Méthode de calcul :	31
III.2.2 Etage courant :	31
III.2.3 Calcule les sollicitations :	32
III.2.4 Les combinaisons d'action :	32
III.2.5 Calcul du ferrailage à ELU :	32
III.2.6 Vérification :	33
III.2.7 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :	34
III.2.8 Ferrailage des balcons:	35
III.3 Les escaliers :	35
III.3.1 Introduction:	35
III.3.2 Les charges appliqués:	35
III.3.3 Les combinaisons d'action :	36
III.3.3.1 Paillasse :	36
III.3.3.1.1 Calcul du ferrailage à ELU :	36
III.3.3.1.2 Vérification :	37
III.3.3.1.3 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :	38
III.3.3.1.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S:	38
III.3.3.1.5 Disposition du Ferrailage:	39
III.3.3.2 Palier:	39
III.3.3.2.1 Calcul du ferrailage à ELU :	39
III.3.3.2.2 Vérification :	40
III.3.3.2.3 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :	41
III.3.3.2.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S:	41
III.3.3.2.5 Disposition du Ferrailage :	42
III.4 La dalle d'ascenseur :	43
III.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :	43
III.4.2 Calcul de la charge total qu :	45
III.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :	45

III.4.2.2	Calcul des poids des câbles :	46
III.4.2.3	Vérification de Cr :	46
III.4.2.4	Calcul la charge permanente totale G.....	47
III.4.3	Vérification la dalle au poinçonnement :	47
III.4.4	Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	48
III.4.5	Calcul du ferrailage de la dalle :	50
III.4.6	Vérification a L'ELS :	54
III.4.7	Vérification des contraintes dans le béton :	55
III.4.8	Disposition du ferrailage :	57
III.4.9	Armature finale :	58
III.4.10	Disposition du ferrailage :	58
III.4.11	Voile de cage d'ascenseur :	59

Chapitre IV : Etude des plancher

IV	Introduction :	61
IV.1	Calcul du plancher à corps creux :	61
IV.1.1	Pré dimensionnement des poutrelles :	61
IV.1.1.1	Calcul de la largeur des poutrelles (b) :	62
IV.1.2	Méthode de calcul des poutrelles :	62
IV.2	Méthode de calcul :	62
IV.2.1	Méthode forfaitaire :	62
IV.3	Calcul des planchers	64
IV.3.1	Combinaisons d'action	64
IV.3.2	les types des poutrelles:	65
IV.4	Détermination des sollicitations :	65
IV.4.1	Exemple de calcul(Plancher étage courant) :	65
IV.5	Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :	70
IV.5.1	Plancher étage courant (plancher 1er au 6ème étage) :	70
IV.5.2	Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	71

IV.5.3	Condition de non fragilité (section en T _é) :.....	71
IV.6	Vérification à l'E.L.S :	73
IV.6.1	Vérification de la flèche :	78
IV.6.2	Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant) :.....	78
IV.7	Plancher Terrasse :	79
IV.7.1	Calcul des poutrelles du plancher terrasse :	79
IV.7.2	Exemple de calcul (logiciel de RDM6) :.....	79
IV.7.3	Calcul des moments fléchissant :	79
IV.8	Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :	82
IV.8.1	Plancher terrasse	82
IV.8.2	Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	82
IV.8.3	Condition de non fragilité (section en T _é) :.....	83
IV.9	Vérification à l'E.L.S :	84
IV.9.1	Vérification de la flèche :	89
IV.9.2	Dessin de ferrailage des poutrelle (Etage terrasse) :	89
IV.10	Etude de la dalle plein	90
IV.10.1	Calcul de ferrailage de la dalle.....	90
IV.11	Vérification à L'ELS.....	92
IV.11.1	Vérification des contraintes dans le béton :	92
IV.11.2	Disposition du ferrailage	94
IV.11.3	Armature finale :	95
IV.12	Disposition des ferrailage	95

Chapitre V: Etude sismique

V.1	Introduction:	97
V.2	Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)	97
V.3	Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)	98
V.4	Objective de l'étude sismique :	100
V.5	Evaluation des efforts sismiques :	100

V.6 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :.....	107
V.7 Calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente	108
V.8 Vérification des déplacements :	108
V.9 L'excentricité :	109
V.9.1 L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :.....	110
V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta :.....	111
Conclusion :.....	112

Chapitre VI : Ferrailage des élément structuraux

VI.1 Introduction :	113
VI.2 Combinaisons des charges :	113
VI.3 Ferrailage des poutres :	113
VI.3.1 Les armatures Longitudinales :.....	114
VI.3.2 Poutres principales (30x45) cm ² (plancher terrasse).....	115
VI.3.3 Vérification de la flèche :.....	119
VI.3.4 Poutres secondaire (intermédiaire) (30x40) cm ² (plancher Terrasse) :.....	119
VI.3.5 Vérification de la flèche :.....	123
VI.4 Ferrailage des poteaux :	127
VI.4.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/V2003 :.....	127
VI.4.2 Exemple de calcul :.....	129
VI.5 Les vérifications :	134
VI.6 Dessin ferrailage des poteaux :.....	135

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1 Introduction :	136
VII.1.1 Conception :.....	137
VII.1.2 Calcul :.....	137
VII.2 Principe de calcul :.....	137
VII.3 La méthode de calcul :.....	137
VII.3.1 Les armatures verticales :	138

VII.3.2 Armatures horizontales :	138
VII.3.3 Armatures transversales :	138
VII.4 Ferrailage des voiles :	139
VII.4.1 Voiles 1 :	139
VII.4.1.1 Détermination des contrainte :	139
VII.4.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :	140
VII.4.1.3 Disposition des armatures :	140
VII.4.2 Voiles 2 :	141
VII.4.2.1 Détermination des contrainte :	141
VII.4.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :	142
VII.4.3 Voiles 3 :	143
VII.4.3.1 Détermination des contrainte :	143
VII.4.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :	144
VII.5 Dessin de ferrailage :	145

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Calcul les fondations :	146
VIII.1.1 : Introduction	146
VIII.1.2 Choix du type de fondation :	146
VIII.1.3 Types de fondations :	147
VIII.1.4 Définition :	147
VIII.1.4 Les combinaisons d'action :	147
VIII.2 Calcul du radier :	148
VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :	148
VIII.2.2 Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :	149
VIII.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :	150
VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :	150
VIII.3.2 La longueur élastique :	150
VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :	151

VIII.4.1 Poids unitaire du radier :.....	151
VIII.5 Ferrailage du radier :	151
VIII.5.1 Ferrailage des dalles :	151
VIII.5.2 Vérification de l'espacement :.....	153
VIII.5.3 Disposition du ferrailage :	153
VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :.....	155
VIII.6.1 Contraint de cisaillement :.....	158
VIII.6.2 Dessin de ferrailage :	159

Conclision

biographe

Liste des figures :

Chapitre I

Fig.I.1 : Evaluation de la résistance de compression en fonction l'âge béton	3
Fig.I.2 : Diagramme parabole-rectangle	4
Fig.I.3 : Diagramme de déformation	5
Fig.I.4 : Diagramme déformation contrainte d'aciers	7
Fig.I.5 : Diagramme des déformation limitées de la section	9

Chapitre II

Fig.II.1 : Dalle à crosps creux	11
Fig.II.2 : Dimensionnement des poutrelles	12
Fig.II.3 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible	12
Fig.II.4 : Détail des constituants du plancher d'étage courant	13
Fig.II.5 : Doupe verticale d'un mur extérieur	13
Fig.II.6 : Détail des constituants du balcon	15
Fig.II.7 : Coffrage des poteaux	21
Fig.II.8 : Elément escalier	22
Fig.II.9 : Coupe de voile en élévation	24
Fig.II.10 : coupe verticale de l'acrotère	25

Chapitre III

Fig.III.1.1 : Schéma statique	26
Fig.III.1.2 : Couple transversal de l'acrotère	26
Fig.III.1.3 : Section de calcul d'acrotère.. ..	28
Fig.III.1.4 : Schéma ferrailage l'acrotère	31
Fig.III.2.1 : Schéma du balcon	32

Fig.III.2.2 : Schéma statique	32
Fig.III.2.3 : Ferrailage (balcon)	35
Fig.III.3.1 : Schéma statique (paillasse)	36
Fig.III.3.2 : Ferrailage de marche (paillasse)	39
Fig.III.3.3 : Schéma statique (palier)	39
Fig.III.3.4 : Ferrailage de palier	42
Fig.III.4.1 : Schéma d'ascenseur	43
Fig.III.4.2 : Vue en plan de l'ascenseur	44
Fig.III.4.3 : Poinçonnement	48
Fig.III.4.4 : Ferrailage inférieur (travée) du panneau de dalle de l'ascenseur	58
Fig.III.4.5 : Ferrailage supérieur (sur appuis) du panneau de dalle de l'ascenseur	59
Fig.III.4.6 : Armature de voile (cage d'ascenseur)	60

Chapitre IV

Fig.IV.1 : Dimensionnement des poutrelles	61
Fig.IV.2 : Diagramme des moments	68
Fig.IV.3 : Diagramme des effort tranchant	69
Fig.IV.4 : Condition non fragilité (section en Té)	72
Fig.IV.5 : Effort tranchant par la méthode des triangles	75
Fig.IV.6 : Dessin de ferrailage des poutrelle des étage courants	78
Fig.IV.7 : Diagramme des moment fléchissant.....	80
Fig.IV.8 : Diagramme des efforts tranchant	80
Fig.IV.9 : Diagramme des moment fléchissant	81
Fig.IV.10 : Diagramme des efforts tranchant	81

Fig.IV.11 : Condition de non fragilité (section en T \acute{e})	83
Fig.IV.12 : Effort tranchant par la méthode des triangle	86
Fig.IV.13 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étage terrasse	89
Fig IV.14 : Ferrailage inferieur du panneau de dalle plein	95
Fig IV.15 : Ferrailage supérieur du panneau de dalle plein	96

Chapitre V

Fig.V.1 : Courbe de spectre de réponse	98
Fig.V.2 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	99
Fig.V.3 : Disposition des voiles contreventement	102
Fig.V.4 : 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)	104
Fig.V.5 : 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)	105
Fig.V.6 : 3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z)	106

Chapitre VI

Fig.VI.1 : Dessin de ferrailage des section des poutres principale	126
Fig.VI.2 : Dessin de ferrailage des section des poutres secondaire	126
Fig.VI.3 : La zone nodale	135
Fig.VI.4 : Ferrailage des section des poteaux	135

Chapitre VII

Fig.VII.1 : Coupe de voile en plan	136
Fig.VII.2 : Voile Type 1	139
Fig.VII.3 : Voile Type 2	141
Fig.VII.4 : Voile Type 3	143
Fig.VII.5 : Disposition du ferrailage du voile	145
Fig.VII.6 : Disposition des armatures	145

Chapitre VIII

Fig.VIII.1 : Les types de fondation	147
Fig.VIII.2 : radier générale.....	148
Fig.VIII.3 : schéma du radier	148
Fig.VIII.4 : schéma du panneau le plus défavorable	152
Fig.VIII.5 : Armature supérieur (en travée).....	154
Fig.VIII.6 : Armatures inférieur sur appuis	155
Fig.VIII.7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes	155
Fig.VIII.8 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes	157
Fig.VIII.9 : Ferrailage de la poutre de libage(sens longitudinale).....	159
Fig.VIII.10 : Ferrailage de poutre de libage (sens transversal)	159

Liste des tableaux :

Chapitre I

Tableau I.1 : Les déformation limites du pivot	9
--	---

Chapitre II

Tableau II.1 : Descente des charges plancher (terrasse)	12
Tableau II.2 : Descente des charges plancher (étage).....	13
Tableau II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur	14
Tableau II.4 : Descente des charges plancher (terrasse)	14
Tableau II.5 : Descente des charges plancher (courants)	15
Tableau II.6 : Descente des charge (balcon)	16
Tableau II.7 : Les charges permanent de dimension poteaux	18
Tableau II.8 : Descente des charges permanent	18
Tableau II.9 : Dégradation des charges d'exploitation	19
Tableau II.10 : Section des poteaux, les poutre	21
Tableau II.11 : Descente des charge (paillasse)	23
Tableau II.12 : Descente des charge (palier)	24

Chapitre III

Tableau III.4.1 : Poids des composants de l'ascenseur	45
Tableau III.4.2 : Les résultats des moments isostatique des rectangles	49
Tableau III.4.3 : Les résultats des moments isostatique des rectangles (E.L.S).....	54

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Tableau des récapitulatif des résultats obtenus (plancher courant)	69
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (plancher terrasse)	82

Chapitre V

Tableau V.1 : Pourcentage d'amortissement critique	101
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	101
Tableau V.3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle	102
Tableau V.4 : Vérification de la période fondation	103
Tableau V.5 : Le poids de structure	107

Tableau V.6 : Vérification de force sismique à la base	108
Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau suivant x	109
Tableau V.8 : Déplacements relatifs à chaque niveau suivant y	109
Tableau V.9 : Vérification de l'excentricité suivant e_x	110
Tableau V.10 : Vérification de l'excentricité suivant e_y	110
Tableau V.11 : Vérification à l'effort P- Δ	112

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Les combinaisons des charges	113
Tableau VI.2 : Poutres principales (intermédiaire)	124
Tableau VI.3 : Poutres principale (de rive)	124
Tableau VI.4 : Poutres secondaire (intermédiaires)	125
Tableau VI.5 : Poutres secondaire (de rive)	125
Tableau VI.6 : Les pourcentages minimal des Aciers	128
Tableau VI.7 : Les sollicitation défavorables du 1 ^{er} genre	128
Tableau VI.8 : Les sollicitation défavorables du 2eme genre	129
Tableau VI.9 : Les sollicitation défavorable du 1 ^{er} et 2eme genre	133

Introduction général

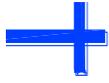
Le génie civil une filière indispensable pour l'évolution d'une nation n'échappe pas à cette règle. Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études basées sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments. Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

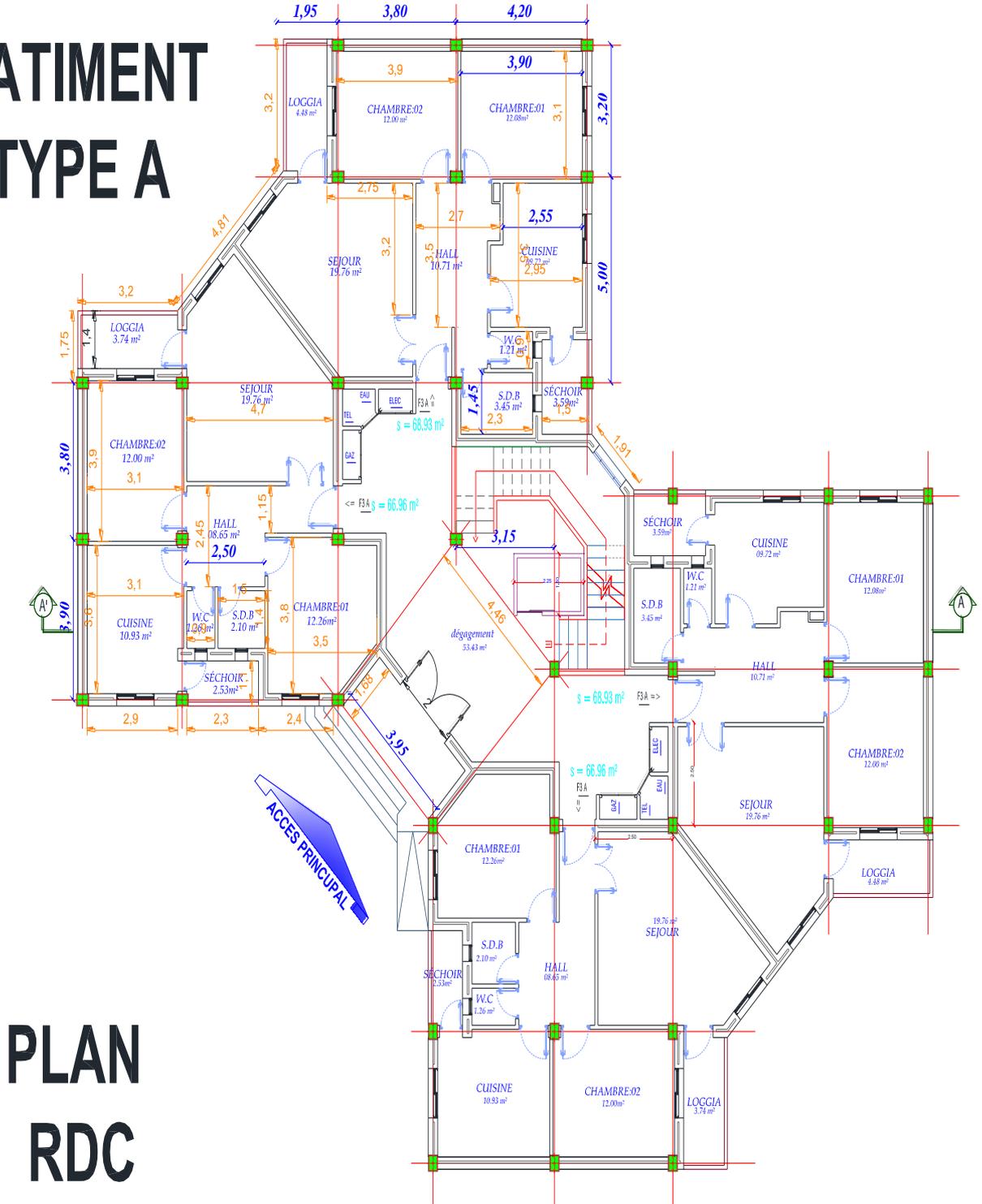
Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+7) avec un contreventement mixte implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de fort sismicité (zone III).

Notre travail est organisé en huit chapitres :

- ✚ Le Premier chapitre est consacré à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser ; Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux ;
- ✚ Le 3^{ème} chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les balcons et l'ascenseur) pour le 4^{ème} chapitre est consacré pour le calcul des plancher ;
- ✚ Le 5^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des 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. 6.
- ✚ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux se fonde sur les résultats du logiciel ETABS 9.6 est présenté dans le 6^{ème} et 7^{ème} chapitre (poutres, poteaux et voiles)
- ✚ Le dernier chapitre présente l'étude de l'infrastructure suivie par une conclusion générale.



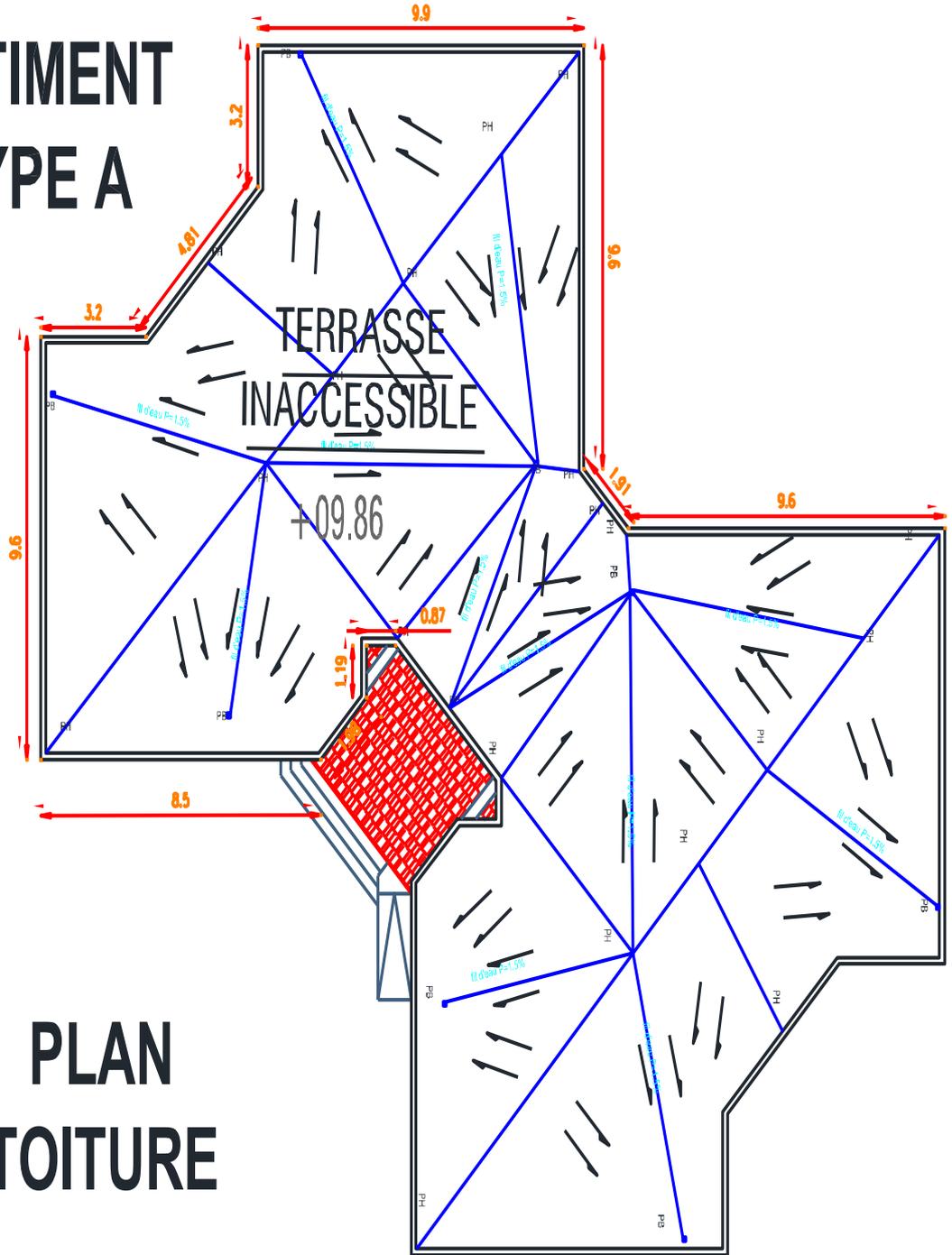
BATIMENT TYPE A



PLAN RDC



BATIMENT TYPE A

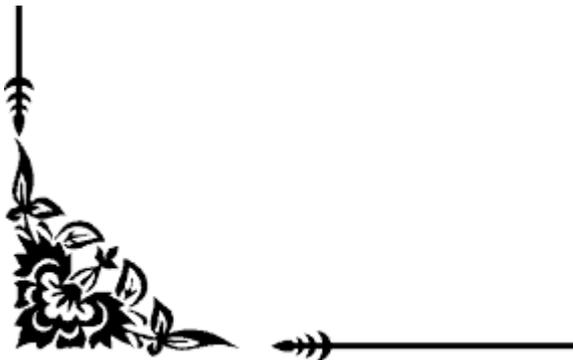


PLAN TOITURE



Chapitre I :

Présentation des projets



I Introduction :

Nous savons tous que le domaine de génie civil est un domaine très large ou l'ingénieur civil, par définition : conçoit, étudie et réalise tous ouvrages en bâtiment, travaux publics et hydrauliques, tout en tenant compte de deux facteurs principaux à savoir « la sécurité et l'économies ».

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de forte sismicité (**Zone III**). Comportant un RDC, 7 étages, contreventés par voiles et portique que doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir. Le règlement parasismique algérien (**RPA99, modifié en 2003**) les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments. en béton armés suivant la méthode des états limites (**BAEL91/99**) Avec l'utilisation des logiciels **ETABS V9.6** pour déterminer les différents type de sollicitation, afin dimensionner les éléments de la structure et calcule de flèche

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé en (R+7) à usage d'habitation implanté à la wilaya d'ALGER ; classée en zone de fort sismique (zone III) d'après le règlement R.P.A 99 (révisées en 2003). Zone du vent (zone I) d'après le règlement neige et vent (R.N.V 99).

I.1.1 Caractéristique géométrique :

A) Dimension en plan :

Les dimensions en projection horizontale sont :

- Longueur totale de structure : 27,00 m.
- Largeur totale de structure : 27,00 m.

B) Dimension en élévation :

Les dimensions en projection vertical sont :

- Hauteur du rez-de-chaussée et étage courant : 3,06 m.
- Hauteur totale de la structure : 24,48 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,60 m
- Une terrasse inaccessible.

I.1.2 Caractéristique géométrique du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble, donne par suivant ;

La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 1,5$ bar pour un ancrage $D=1,5$ m.

- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.1.3 Ossature et système constructif pris :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système mixte en béton armé (portiques et murs voile), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

Planchers : les planchers adoptés pour notre bâtiment sont des planchers à corps creux (rez de chaussée, étages, terrasse).

Maçonnerie : les murs extérieurs sont faits en double cloisons en brique de 15 cm et 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm ; les murs intérieurs sont faits en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement : le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- ✓ Enduit en ciment pour le mur extérieur et les cloisons ;
- ✓ Carrelage (2cm) pour les planchers ;
- ✓ Les planchers terrasse seront recouverts par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Ascenseur : c'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et matériels.

Balcon : les balcons sont réalisés en dalle plant.

Isolation :

- ✓ Isolation acoustique : est assurée par la masse de plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- ✓ Isolation thermique : est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.2 Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour la construction de grande dimension.

I.2.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier.

La composition coutante d' 1m^3 de béton et la suivant :

- ✓ 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- ✓ 400 L de sable ($DS \leq 5\text{ mm}$) ;
- ✓ 800 L gravillon ($5\text{ mm} \leq Dg \leq 25\text{ mm}$) ;
- ✓ 175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'un bétonnier ou centrale à béton, La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations ;

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- b) La mise en place d'armatures dans le coffrage ;
- c) Mise en place avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage ;
- d) Décoffrage «ou démoulage » après durcissement suffisent du béton.

Son poids volumique est :

- ✓ Béton non armé : $\gamma_b = 22\text{ KN/m}^3$.
- ✓ Béton armé : $\gamma_b = 25\text{ KN/m}^3$

I.2.1.1 Résistance mécanique :

A) Résistance caractéristique a la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'Age de 28 dite « **résistance caractéristique** » noté f_{c28} pour $j \leq 28\text{ j}$:

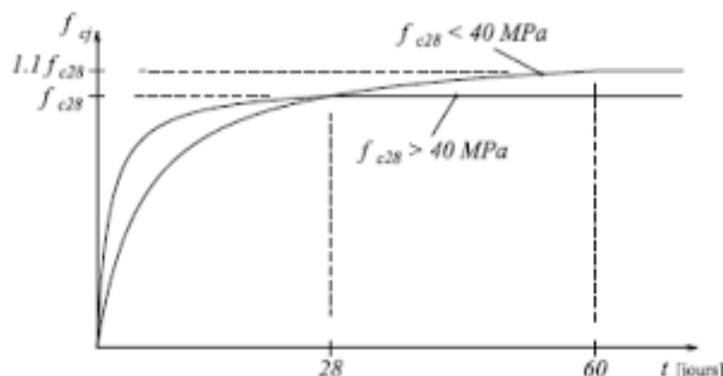


Figure I.1 : évaluation de la résistance de compression en fonction l'âge béton

$$\text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$$

$$\text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,40 + 0,95j} \times f_{c28}$$

- Pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$;
- Pour j ≥ 60 jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$;
- Pour notre étude on prendre..... $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

B) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction joue un rôle très important dans tous les problèmes de fissuration de traction et de cisaillement pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, elle est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

C) Définie les états limite :

- **Etat limite ultime (ELU) :** l'état limite ultime est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement équivalent à la ruine de la structure.
- **Etat limite de service :** l'état limite service est un état qui correspond à la valeur limite au-delà de laquelle les conditions normales d'exploitation de la structure ne sont plus satisfaites.

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

• **Etat limite d'ultime :**

Dans les calculs relatif à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit « parabole – rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

• **Diagramme parabole – rectangle :**

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

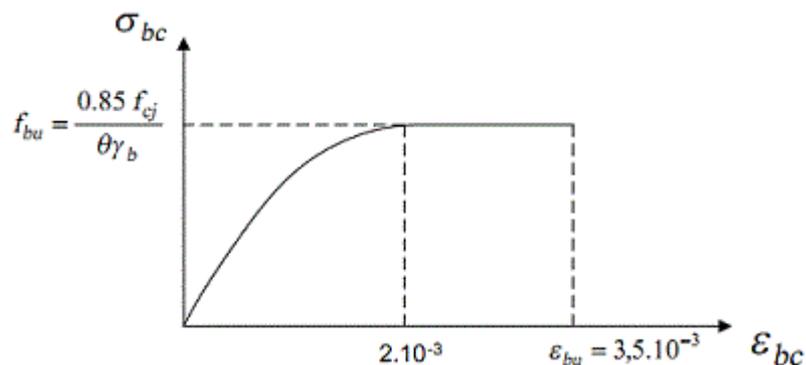


Figure I.2 : Diagramme parabole-Rectangle

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

• **Diagramme rectangulaire :**

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

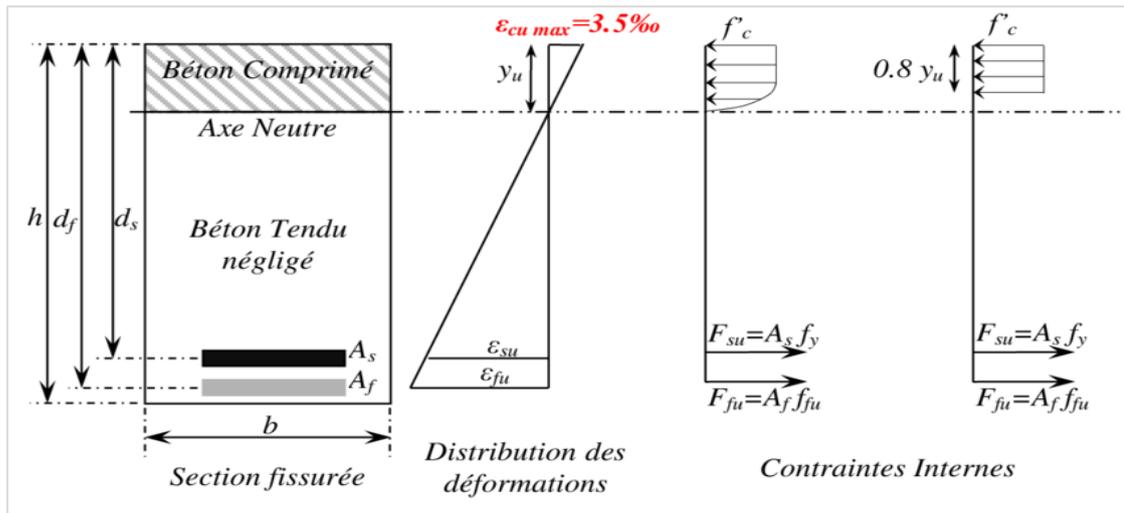


Figure I.3 : Diagramme de déformation

• **Etat limite de service :**

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{Pour une fissuration ou très préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}; \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,50}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour une fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,50}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale :

A) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 H. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

B) Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,56 \text{ MPa.}$$

I.2.1.5 Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

Sous coefficient état le rapporte des déformations transversal et déformation longitudinal notée « v ». Conformément au règlement B.E.L 91, est donnée par expression suivant :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ pour calcul des sollicitations (béton fissurée).

ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ pour calcul des déformations (béton non fissurée).

I.2.2 Aciers :

L'acier est un matériau très résistant. La résistance utile de l'acier, en compression et on traction, est de l'ordre de 10 fois la résistance à la compression des bétons (est de 100 fois leur résistance à la traction). L'acier, d'autre part, est un matériau couteux, comparé au béton. Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence), dans la pratique en utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier Natural FeE215 , FeE235 ;
- Acier à haute adhérence FeE400 , FeE500 ;

- Treillis soudés de maille $200 \times 200 \text{ mm}^2$ avec $\phi = 5 \text{ mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Le poids volumique de l'acier : $78,5 \text{ KN/m}^3$

I.2.2.1 Diagramme déformation – contrainte :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit le coefficient de sécurité γ_s qui à les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \text{cas générale}$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \text{cas des combinaisons accidentelles}$

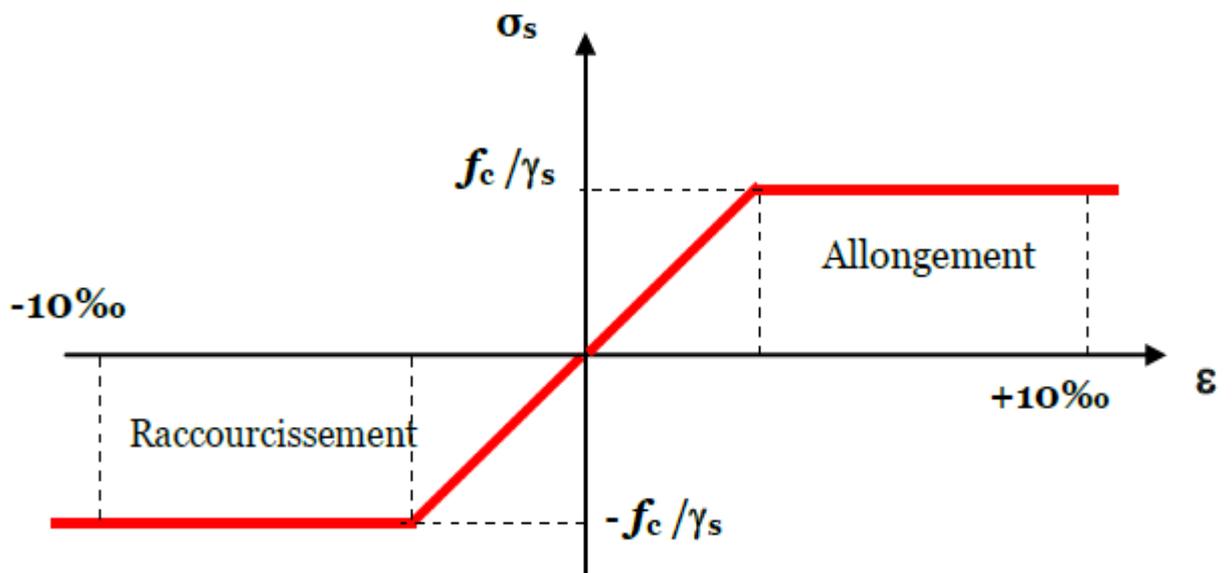


Figure I.4 : Diagramme déformation contrainte d'Aciers

I.2.2.2 Contrainte limite de traction des armatures :

$\sigma_{st} < f_e$ (pas de limitation) \Rightarrow fissuration préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{ij}\right) \\ \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6} \times 2,1\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj}\right) \\ \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times 400; 90\sqrt{1,6} \times 2,1\right) \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers rend liss} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les aciers chautadhérences (HA) avec } \phi < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers hautadhérences (HA) avec } \phi \geq 6 \text{ m} \end{array} \right.$$

F_{tj} = résistance caractéristique à la traction de béton.

F_e = limite d'élasticité des aciers.

I.3 Hypothèse de calcul en béton armé :

I.3.1 Etats limites de service « ELS » :

- Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \Rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

- Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'aciers à celui du béton, a pour valeur $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec

I.3.2 Etats limites de résistance « ELUR » :

- Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limite à : 10‰ ;
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \Rightarrow$ en flexion composé.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \Rightarrow$ en compression simple.

I.4 Règles des trois pivots :

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

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

pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton à la flexion 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton a la compression 2‰

Tableaux I.1 : Les déformation limites du pivot

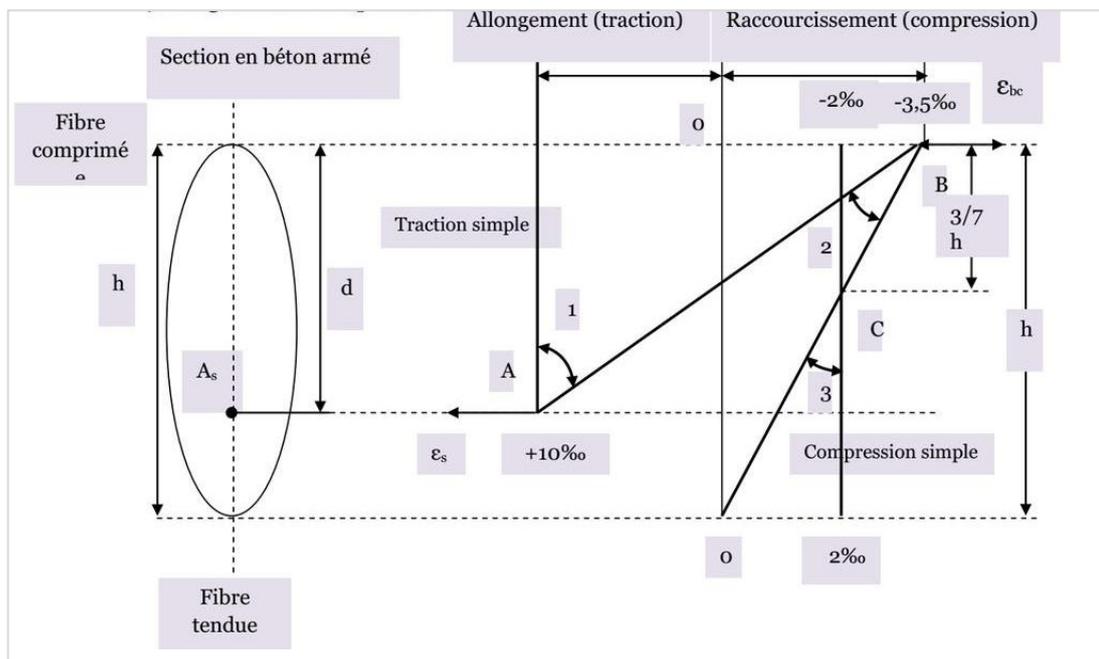


Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section

I.5 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations sont des efforts provoqué en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, est exprimée sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moment (de flexion, de torsion).

A) Etat limite ultime (ELUR) :

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

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

S'il y aura intervention des efforts horizontaux due aux séismes ; les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\text{Pour les poutres} \begin{cases} 0,8G \mp E \\ G + Q + E \end{cases} \qquad \text{Pour les poteaux} \begin{cases} 0,8G \mp E \\ G + Q + 1,2E \end{cases}$$

B) Etat limite de service (ELS) :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistance calculer dépassement des contraintes limites :

$$G + Q \Rightarrow \text{avec} \begin{cases} G : \text{charge permanentes} \\ Q : \text{charge d'exploitations} \end{cases}$$



Chapitre II :

Pré dimensionnement des élément



II Pré dimensionnement des éléments et descente de chargers :

II.1 Pre dimensionnement des planchers :

II.1.1 Epaisseur du plancher (corps creux) :

Le plancher en corps creux est composé de poutrelles sur lesquelles repose le corps creux, et d'une dalle de compression

On applique la condition de rigidité : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$ (Condition de rigidité)

Avec ;

- ❖ h : épaisseur du plancher.
- ❖ L : portée maximale dans le sens des poutrelles (entre nus des poutrelles).
- ❖ $L_{max} = 420 - 30 = 390$ cm

L_{max}	$\frac{L_{max}}{22,5}$	h_t (cm)	Le choix
390	17.33	20	4 cm: dalle de compression et 16 cm: corps creux

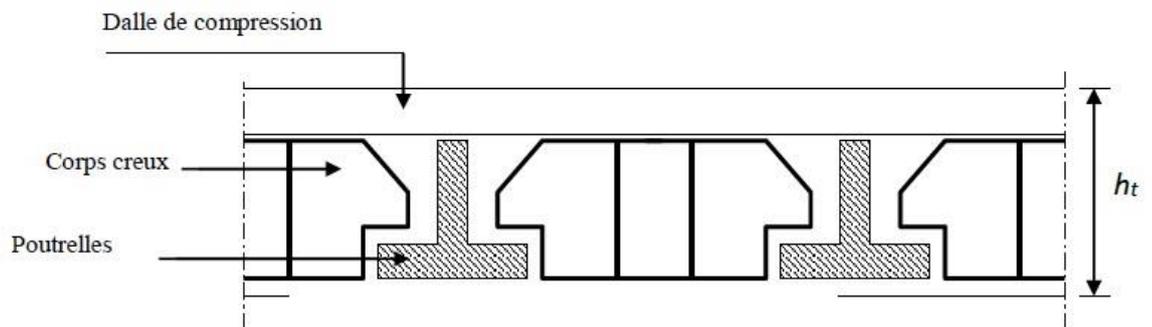


Figure II.1 Dalle à corps creux.

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- ✚ Soit $b_0 = 12$ cm.
- ✚ Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.
- ✚ La section en travée à considérer est une section en T.

la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2}; \frac{L}{10} \right\} \rightarrow b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5; \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend. $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

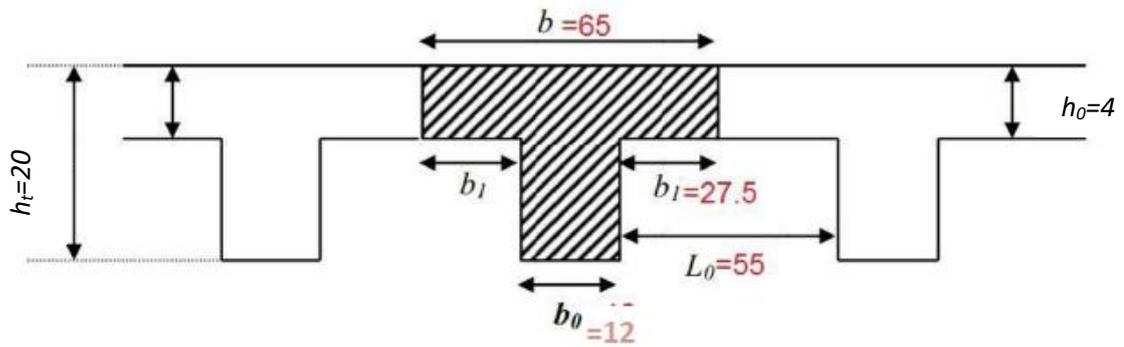


Figure .II.2. Dimensionnement des poutrelles

II.1.2 Descente de charges :

Charges permanentes et d’exploitation :

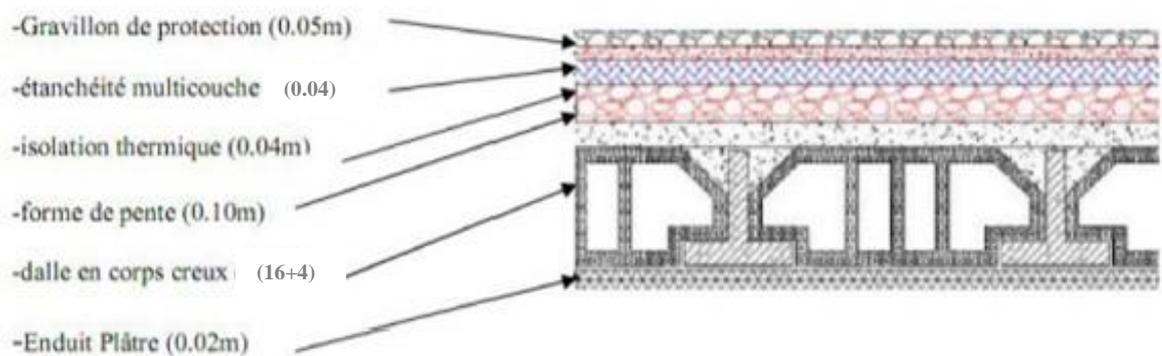


Figure II.3: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

✚ Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	P surfacique par (cm)	P surfacique (KN/m ²)
Couche de gravillon roulé (4cm)	0.20	0.8
Étanchéités multicouche (2cm)	-	0.12
Chappe flottante asphalte (2cm)	-	0.50
Isolation thermique à liège (4cm)	-	0.16
Forme de pente en béton (5cm)	-	1.1
Plancher à corps creux (16+4) cm	Pour une hauteur (16+4)	2.80
Enduite en plâtre	0.10	0.20
La charge permanente G _{ter}	Totale des charges	5.68
La charge d'exploitation Q _{ter}	Q	1

Tableaux II.1 : Descente des charges Plancher (terrasse)

✚ Planchers étages courants:

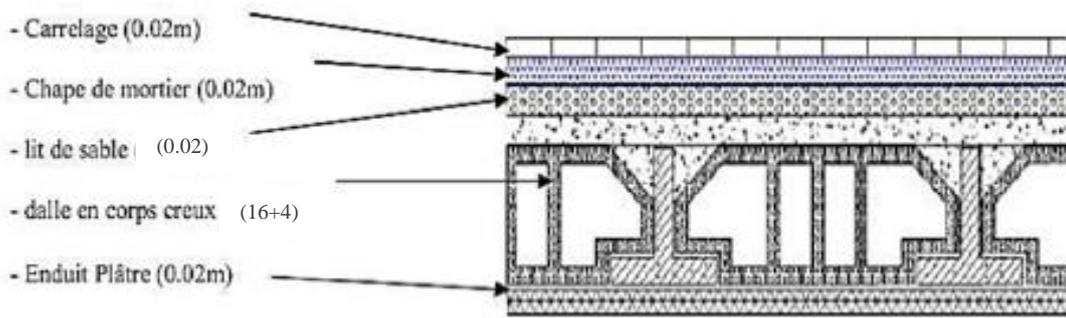


Figure II.4 : Détail des constituants du plancher d'étage courants

Matériaux	P surfacique par (cm)	P surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2cm)	0.20	0.40
Mortier de pose (2cm)	0.20	0.40
Sable fin pour mortier (2cm)	-	0.36
Plancher à corps creux (16+4) cm	-	2.80
Enduite en plâtre (2cm)	0.10	0.20
Cloisons en brique creuses (10cm)	-	0.90
La charge permanente $G_{courant}$	Totale des charges	5.06
La charge d'exploitation $Q_{courant}$	Q	1.5

Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (étage)

✚ Murs de façade:

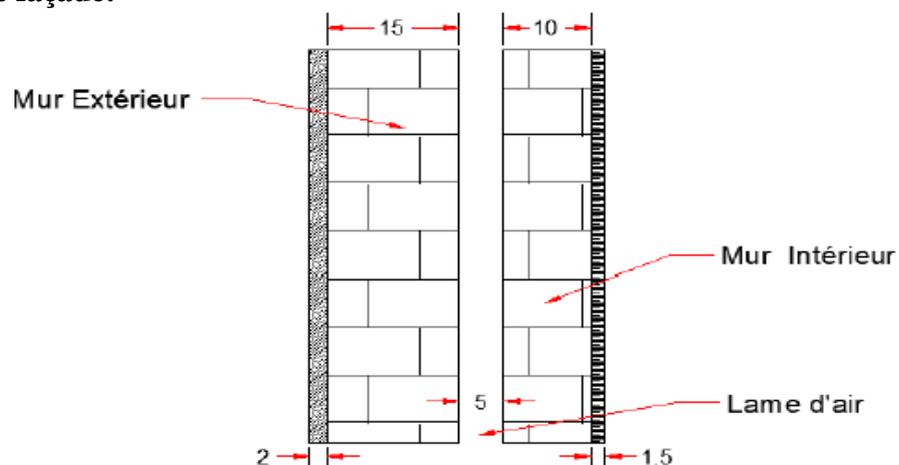


Figure. II.5. Coupe verticale d'un mur extérieur.

Matériaux	P surfacique par cm	P surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	18	0.8
Parois extérieure en brique creuse (e =15cm)	-	1.30
Parois intérieure en brique creuse (e =10cm)	-	0.90
Enduit intérieure en ciment (e =1,5)	18	0.27
La charge permanente G_{Mur}	ΣG	2.83
	Totale des charges *0.80	2.26

Tableaux II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur

✚ Dalle pleine (étage terrasse):

Matériau	P surfacique par cm	P surfacique (KN/m ²)
Couche de gravillon roulé (4cm)	0.20	0.8
Étanchéités multicouche (2cm)	-	0.12
Chappe flottante asphalte (2cm)	-	0.50
Isolation thermique à liège (4cm)	-	0.16
Forme de pente en béton (5cm)	-	1.1
dalle pleine (20 cm)	Pour une hauteur 20 cm	3.75
Enduite en plâtre	0.10	0.20
La charge permanente G_{ter}	Totale des charges	6.63
La charge d'exploitation Q_{ter}	Q	1

Tableaux II.4 : Descente des charges Plancher (terrasse)

✚ Dalle pleine (étages courants):

Matériau	P surfacique par cm	P surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2cm)	0.20	0.40
Mortier de pose (2cm)	0.20	0.40
Sable fin pour mortier (2cm)	-	0.36
dalle pleine (20 cm)	-	3.75
Enduite en plâtre (2cm)	0.10	0.20
Cloisons en brique creuses (10cm)	-	0.90
La charge permanente $G_{courant}$	Totale des charges	6.01
La charge d'exploitation Q_{ter}	Q	1.5

Tableaux II.5 : Descente des charges Plancher (étage courants)

✚ Les balcons (dalle pleine)

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité.

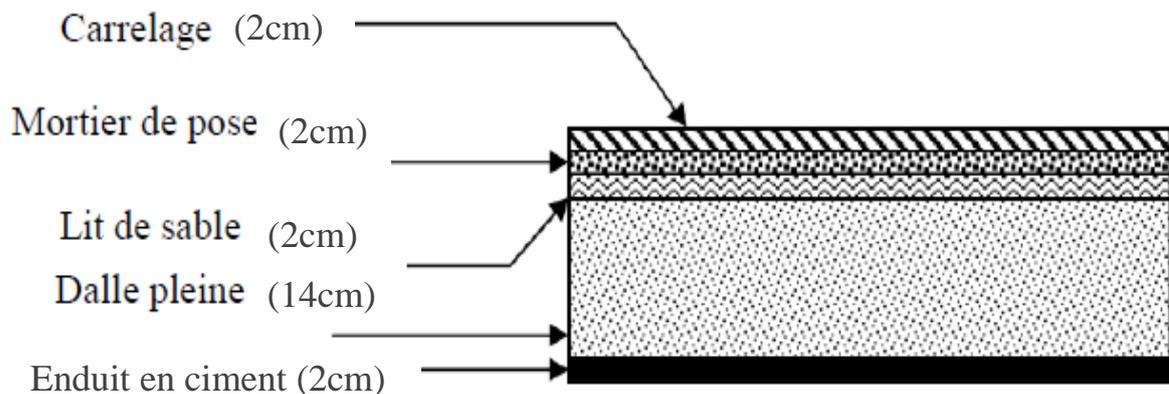


Figure II.6 : Détail des constituants du balcon

✚ Desentre charge :

Matériau	P surfacique par cm	P surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2cm)	0.20	0.40
Mortier de pose (2cm)	0.20	0.40
Sable fin pour mortier (2cm)	-	0.36
Dalle plain (e=14cm)	25	3.50
Enduite en ciment (2cm)	18	0.36
La charge permanente G _{bal}	Totale des charges	5.02
La charge d'exploitation Q _{bal}	Q	3.5

Tableaux II.6 : Descente des charges (Balcon)

II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires) leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 version 2003.

On distingue deux types de poutres ; Poutres principales et Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right. \quad (1) \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ l : \text{la plus grande portée} \end{array} \right.$$

✚ Poutres principales :

Dans le sens longitudinal

La plus grande portée dans le sens longitudinal : L_{max} =500 cm

$$l = 500cm \Rightarrow \begin{cases} 33,33 \leq h \leq 50 \\ 10 \leq b \leq 35 \end{cases}$$

On prend : b=30 cm ,h=45 cm

D'après le RPA 99/V2003.Les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{\text{Max}} \leq 1,5h_t + b_1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 122,5 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Suite aux calculs précédents et aux conditions du RPA99/V2003.on peut adopter **(45×30) cm²**

✚ Poutres secondaires :

Dans le sens transversal

La plus grande portée dans le sens transversal : $L_{\text{max}} = 420 \text{ cm}$

$$l = 420\text{cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 28 \leq h \leq 42 \\ 8,4 \leq b \leq 29,4 \end{array} \right.$$

On prend: b=30 cm, h=40 cm

D'après le RPA 99/version 2003.Les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{\text{Max}} \leq 1,5h_t + b_1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 115 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Suite aux calculs précédents et aux conditions du RPA99/ version 2003.on peut adopter **(40×30) cm²**

II.3 Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs, en béton arme, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères:

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Condition de RPA.

✚ la surface afférente du poteau le plus sollicité :

❖ Pour les poutres principales :

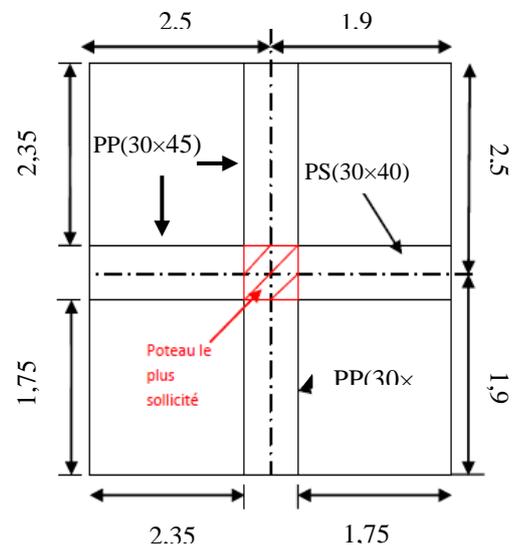
$$L = 2,35 + 2,35 + 1,75 = 6,45 \text{ m}$$

❖ Pour les poutres seconder :

$$L = 1,75 \text{ m}$$

$$S = (2,5 + 1,9) \times (2,5 + 1,9)$$

$$S = 19,36\text{m}^2$$



✚ **Descente de charge:**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

✚ **Plancher terrasse :**

$$G_T = 5,68 \times 19,36 = 109,9648 \text{ KN}$$

$$Q_T = 1 \times 19,36 = 19,36 \text{ KN}$$

✚ **Plancher étage courant :**

$$G_{etg} = 5,06 \times 19,36 = 97,9616 \text{ KN}$$

$$Q_{etg} = 1,5 \times 19,36 = 29,04 \text{ KN}$$

On a proposé dimension de poteaux (55x55) ;

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du poteau	$0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25$	23,14
Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times 6,45 \times 25$	21,77
Poutre secondaire	$0,3 \times 0,4 \times 1,75 \times 25$	5,25
Plancher terrasse	$5,68 \times 19,36$	109,96
Plancher étage courant	$5,06 \times 19,36$	97,96

Tableau II.7: Les charges permanent de dimension poteaux.

Niv	Désignation des éléments et le calcul		G(KN)
N ₇	Etage Terrasse	160,12	160,12
N ₆	Etage Courant	148,12	308,24
N ₅	Etage Courant	148,12	456,36
N ₄	Etage Courant	148,12	604,48
N ₃	Etage Courant	148,12	752,6
N ₂	Etage Courant	148,12	900,72
N ₁	Etage Courant	148,12	1048,84
N ₀	Etage Courant	124,98	1173,82
		ΣG	1173,82

Tableau II.8 : Descente de charges permanent

✚ **Dégradation des surcharges d'exploitation :**

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0 = 1KN / m^2$	1
07	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2,500
06	$Nq_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,850
05	$Nq_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,050
04	$Nq_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,100
03	$Nq_5 = q_0 + \frac{3+5}{2(5)}(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,000
02	$Nq_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,750
01	$Nq_7 = q_0 + 0,71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,500
	Q =	8,50

Tableau II.9 : Dégradation des charges d'exploitation

1. Calcul de l'effort normal sollicitation les poteaux :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5 N_Q \quad \Rightarrow \quad N_Q = 8,5 \times 19,36 = 164,56 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35(1173,82) + 1,5(164,56) = 1831,50 \text{ KN}$$

• On majore les efforts :

$$N_u = 1,1 \times N_u \Rightarrow N_u = 1,1 \times 1831,50 = 2014,65 \text{ KN}$$

Alors : $N_u = 2014,65 \text{ KN}$

• **Détermination de la section du poteau (a x b) :**

❖ **Déterminer de (a) :**

- La longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times L_0$

- L'élanement : $\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times l_0}{i}$

- Ou \Rightarrow i est rayon gyration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

- On doit dimensionne les poteaux en négligent le flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times l_0}{i}$$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0,290 a$$

On a : $L_0 = 3,06 \text{ m}$; $L_f = 2,142 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{214,2}{0,29 \times a} < 50a \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{50 \times 0,29} = 14,77 \text{ cm}$$

$$a \geq 14,77 \text{ cm}$$

- On adopte : **a = 55 cm**

❖ **Détermination de « b » :**

L'effort normal ultime N_u est donné comme suit:

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

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

- Pour une section rectangulaire (a × b) ; une aire réduit vaut :

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

$$B_r = (55 - 2).(b - 2\text{cm})$$

$$\mathbf{B_r = 53(b - 2) \text{ cm}^2}$$

- Selon le : RPA99/version2003

$$A_s = 0,9\%. \text{ Br} \dots\dots\dots (\text{Zone III})$$

$$A_s = 0,9\% \times (a - 2) \times (b - 2) = 0,477 \times (b - 2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{214,2}{55 \times 0,29} = 13,43 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{13,43}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \alpha = 0,826$$

• Sachant que :

- Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$

- Pour l'acier : HAFee400 (armatures longitudinal) ; $\gamma_s = 1,15$ on a :

$$N_u \leq 0,826 \left[\frac{55(b - 2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1 \times 1,50} + \frac{0,477(b - 2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,826 \times \frac{23749,544b - 314139,008}{1,5525} \Rightarrow N_u = 123438,7169b - 274727,6764$$

$$b \geq \frac{N_u + 274727,6764}{12348,7169} = \frac{2014,65 + 274727,6764}{12348,7169}$$

$b \geq 22,41cm$ On adopte : **b= 55 cm**

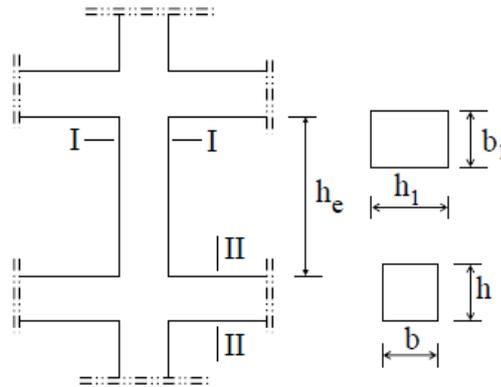


Figure II.7 : Coffrage des poteaux

✚ Vérification des conditions du RPA99/ version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) = 55 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 55 > \frac{306}{20} = 15, \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 0,25 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✚ Récapitulatif des résultats :

	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires		Les voiles
	a (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	Ep (cm)
RDC → 2^{eme}	55	55	45	30	45	30	25
3^{eme} → 5^{eme} étage	50	50	45	30	45	30	25
6^{eme} → 7^{eme} étage	45	45	45	30	45	30	25

Tableau II.10 : Section des poteaux, les poutres.

II.4 Calcul des escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton arme, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coule sur place.

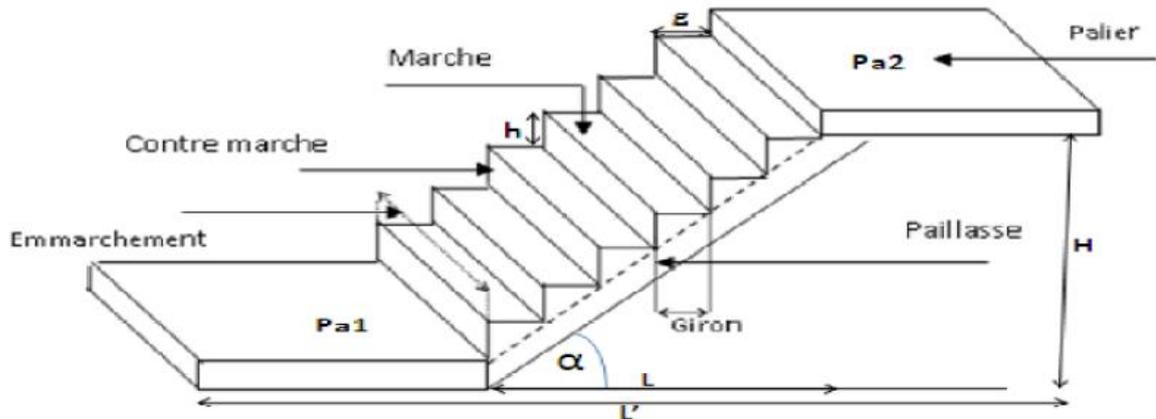


Figure II.8 : élément escalier.

a) Dimensionnement des escaliers :

- Les marches :

Pour les dimensions des marches "g" et des contre marches "h", on utilise généralement la **formule de BLONDEL** : $59 \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H = n \cdot h = \frac{h_e}{2}$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$; $L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1)$

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

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

Avec : $m=64$ et $H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610 n + 306 = 0$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610 n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : **n = 9** contre marches

Donc le nombre de marche **n-1= 8** marches

Puis : $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$59 \leq 2h + g \leq 66$

$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$

b) Epaisseur de la paillasse (e_v):

$\left(\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \right) \Leftrightarrow \left(\frac{1}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{1}{20 \cos \alpha} \right) \Rightarrow \left(\frac{240}{30 \times 0,87} < e_v < \frac{240}{20 \times 0,87} \right)$

$9,19 < e_v < 13,79$ On adopte : $e_v = 12 \text{ cm}$.

c) Epaisseur de palier (e_p):

$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,80 \text{ cm}$; On adopte : $e_p = 14 \text{ cm}$.

d) Evaluation des charges et des surcharges :

- Paillasse :

Désignation	Ep (m)	γ (kN/m ³)	Poids KN/m ²
1. Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,40
2. Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Revêtement en carrelage vertical $R_h \times h/g$	0,02	20	0,23
5. Mortier de ciment vertical $e_{ph} \times h/g$	0,02	20	0,23
6. Poids propre des marches $25 \times h$	/	25	4,25
7. Enduit en ciment $2 \times 0,1 / \cos \alpha$	0,02	10	0,23
Charge permanente G			6,1
Surcharge d'exploitation Q			2,5

Tableaux II.11 : Descente des charges (paillasse)

Pour une bande de 1m de largeur :

$Q_u = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 0,30 \text{ m} = 3,60 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser} = (G + Q) \cdot 0,30 \text{ m} = 2,58 \text{ KN/ml}$

- Palier :

Désignation	Ep (m)	γ (kN/m ³)	Poids KN/m ²
1. Poids propre du palier e_p*25	0.14	25	3,50
2. Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0,40
3. Mortier de pose	0.02	20	0,40
4. Lit de sable	0.02	18	0,36
5. Enduit de ciment	0.02	10	0,20
Charge permanente G			4,86
Surcharge d'exploitation Q			2,5

Tableaux II.12 : Descente des charges (palier)

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1m = 10.31 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 7.36 \text{ KN/ml}$$

II.5 Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des Éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande Rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur Plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être Contreventés par d'autres murs ou par des portiques. D'après le **RPA 99/2003(artcle 7.7.1)** Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$ dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

II.5.1 Pré dimensionnement des voiles :

Conditions de rigidité. Dans notre cas :

- Pour le sens y (sens porteur) :

$$h_{e_{max}} = h_g - h_{pou} = 3,06 - 0,40 = 2,66$$

Avec; h_g : hauteur de R.D.C

h_{pou} : hauteur de plancher

D'où : $a \geq \frac{266}{20} = 13.30cm$

- On prend : $a = 25cm$

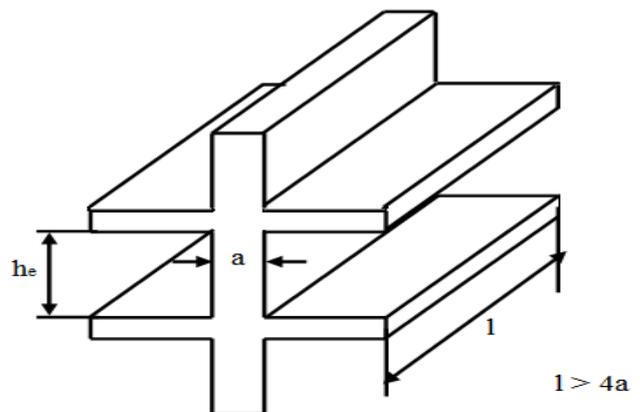


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de $e = 15 \text{ cm}$.

✚ Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles
 $L_{\min} \geq 4a \Rightarrow 481 \text{ cm} > 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

II.6 Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire, la fissuration étant prise préjudiciable vérifiée à la condition du RPA99/V2003.

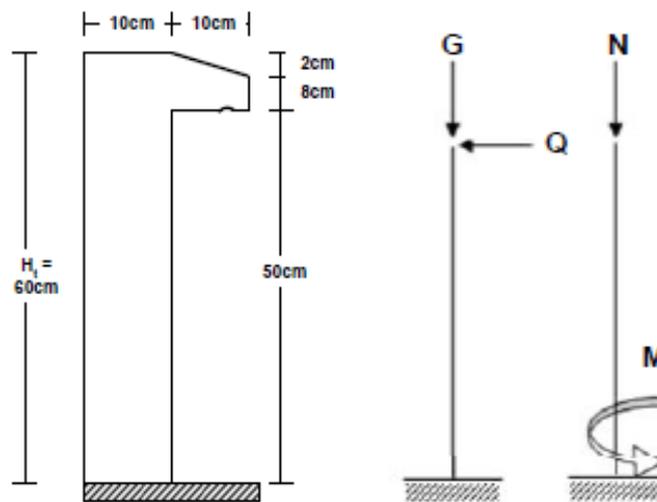


Figure II.10 : coupe verticale de l'acrotère

- Surface de L'acrotère:

$$S = \left[0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,10 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$



Chapitre III :

Les élément non structure



III.1 Acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

III.1.2 Dimensions :

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

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

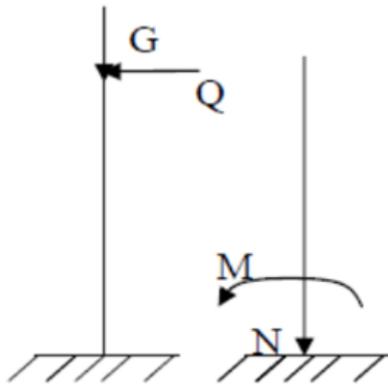


Figure III.1.1 : Schéma statique

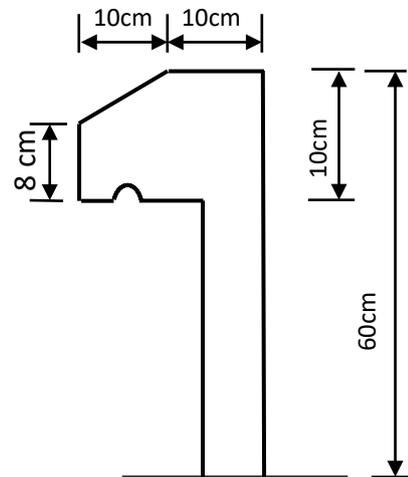


Figure III.1.2 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation :

- Charge permanente due au poids propre de l'acrotère est :

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

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = S \cdot \gamma_b = 0.069 \cdot 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

- La charge d'exploitation horizontale Q de la main courante est :

On prend en considération l'effet de la main courante

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

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

- **E.L.U**

$$N_u = 1.35G \times 1m = 1.35 \times 1.725 \times 1 = 2.33 \text{ KN.}$$

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

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

- **E.L.S**

$$N_s = 1.725 \text{ KN}$$

$$M_s = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q = 1 \text{ KN.}$$

III.1.3 Enrobage :

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

III.1.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.33} = 0.386 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

III.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

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

$$M_u = 2.33 \times \left(0.386 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.969 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 2.33 - 0.9 = 0.737 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 2.31 - 0.9 = 0.739 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.10 - 0.81 \times 0.02) \times 14.2 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.85 \text{ KN.m}$$

$$0.737 \text{ KN.m} < 24.85 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

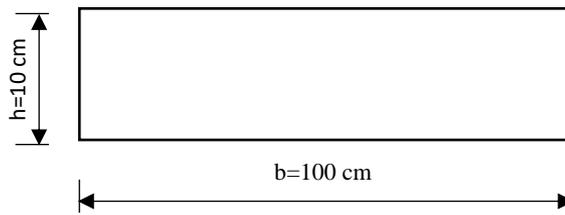


Figure III.1.3: Section de calcul d'acrotère

III.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,969 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.20} = 0.0084 < 0,296 \text{ Pas d'armatures de compression.}$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0084}) = 0.0105$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0105) = 0.9958$$

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.969 \times 10^3}{0.9958 \times 9 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :

a) Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.995 \times 9 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.31 - \frac{2.33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.243 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

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

$$M_s = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

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

$$d = 0,9.h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - (0,445 \times 9)}{35 - (0,185 \times 9)} = 1,01 \text{ cm}^2$$

On adopte **4Φ6 p.m**; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$; avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition :

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

On adopt : $A_r = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit **4Φ6 P.m .St =25 cm**.

III.1.6 Les vérifications :

III.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S) :

❖ **Moment de service :**

$$M_s = N_s \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_s = 1,725 \times \left(0,35 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,655 \text{ KN.m}$$

❖ **Position l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \quad \Rightarrow \text{ Avec } : \eta = 1,6 \text{ pour H.A}$$

$$50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \quad \Rightarrow y = 1,56 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (1,56)^3 + (15 \times 1,13) \times (9 - 1,56)^2 \Rightarrow I = 1064,7907 \text{ cm}^4$$

III.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{0,6555 \times 10^3}{1064,7907} \times 1,56 = 0,960 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,960 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

III.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{3} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{Fissuration très préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(200 \text{ MPa}; 164,97 \text{ MPa})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,6555 \times 10^3}{1064,7907} \times (9 - 1,56) = 68,70 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 68,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa}$Condition vérifiée ;

III.1.6.4 Contrainte de cisaillement :

$$T_u = 1,50 \times Q \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 9} = 1,67 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$Condition vérifiée

III.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

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

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

Il faut vérifiée que : $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,725 < 1,5 \times 1$$

$F_p = 1,38 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée

A	Coefficient d'accélération de zone A = 0,25
Cp	Facteur de force horizontale Cp=0,8
Wp	Poids propre de l'acrotère Wp = 1,725 KN
Fp	Force horizontale pour les éléments secondaires des structures
	RPA (article 6.3.2)

III.1.6.6 Disposition du ferrailage :

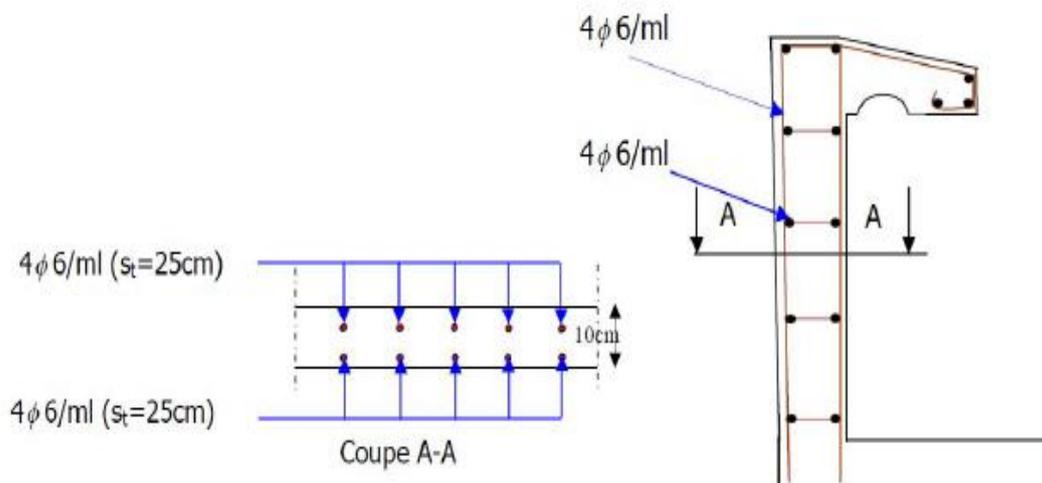


Figure III.1.4 : Schéma ferrailage l'acrotère

III.2 Les balcons :

III.2.1 Définition :

Le balcon est une dalle pleine encadrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur des dalles pleines résulte les conditions suivantes :

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

Donc on adopte $e = 14 \text{ cm}$

III.2.1.1 Méthode de calcul :

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

- Type A : balcon se forme de consol $L=1.75 \text{ m}$
- Type B : balcon se forme de consol $L= 1,95 \text{ m}$

III.2.2 Etage courant :

- Charge permanente \longrightarrow $G = 5,02 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II page 17)
- Surcharge exploitation \longrightarrow $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II page 17)

III.2.3 Calcule les sollicitations :

- Hauteur du mur $\Rightarrow h= 0,9$ m

- On prend une bonde 1m

$$P = \gamma_{\text{mur}} \times \text{épaisseur} \times h \times 1\text{m}$$

$$P = 9 \times 0,1 \times 1,20 \times 1\text{m} = 1,08 \text{ KN.}$$

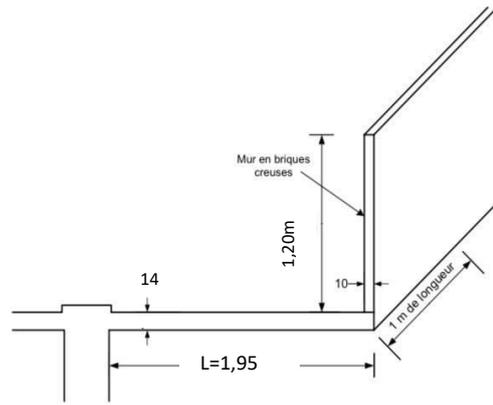


Figure III.2.1 : Schéma du balcon

III.2.4 Les combinaisons d'action :

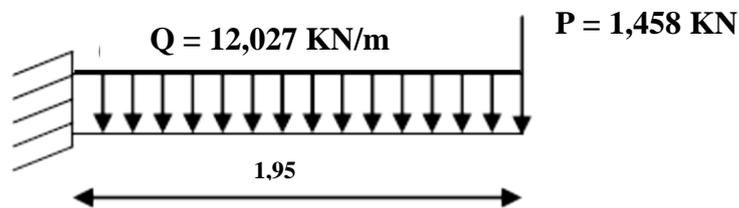


Figure III.2.2 : Schéma statique

➤ **ELU :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1\text{m} = 1,35 \times (5,02) + 1,5 \times (3,5) = 12,027 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,08 = 1,458 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 8,52 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,08 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment max et les effort tranchant max :**

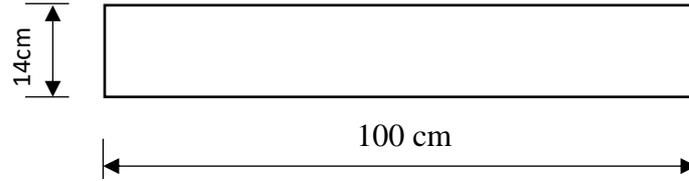
$$M_a = \left(\frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left(\frac{12,027 \times 1,95^2}{2} + 1,458 \times 1,95 \right) = 25,71 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (12,027 \times 1,95) + 1,458 = 24,91 \text{ KN.}$$

III.2.5 Calcul du ferrailage à ELU :

On va étudier le balcon le plus sollicité : Fissuration peu préjudiciable

On prend : $C = d' = 2$ cm ; $h = 14$ cm ; $d = 0,9 \times h = 12,6$ cm ; $b = 1$ ml



$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,71 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.2} = 0,114 < 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,114)}) = 0,1517$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,1517) = 0,939$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,71 \times 10^3}{0,939 \times 12.6 \times 348} = 6,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.2.6 Vérification :

a) Vérification à L'ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91, modif 99

$$A_L = 0.1\% b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ Contraint de cisaillement : BAEL 91, modif 99

$$T_u = 24,91 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24,91 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,197 \text{ Mpa.}$$

➤ Comme la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,197 \text{ Mpa.}$$

- Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification à L'ELS :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_a = \left(\frac{q_{ser} l^2}{2} + P_{ser} l \right) = \left(\frac{8,52 \times 1,95^2}{2} + 1,08 \times 1,95 \right) = 18,30 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{25,71}{18,30} = 1,40$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,40 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,45 > \bar{\alpha} = 0,085 \Rightarrow \text{c.v}$$

✚ Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b

✚ Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de σ_s

✚ Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (6,24 ; 1,52 ; 1,4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 6,24 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A = \mathbf{6T12} \text{ (soit } \mathbf{6,79} \text{ cm}^2)$$

- **Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T10 \text{ (soit } 3,14 \text{ cm}^2)$$

- **Espacement des armatures :**

- 1) Armature longitudinal :**

$$- S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$- S_L = 100 / 4 = 25 \text{ cm ; Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

- 2) Armature de répartition :**

$$- S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$- S_r = 100 / 4 = 25 \text{ cm ; Soit : } S_r = 25 \text{ cm}$$

III.2.7 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{195} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0717 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0048 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{195} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,0717 \geq 0,00 \longrightarrow \text{C.V}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

III.2.8 Ferrailage des balcons:

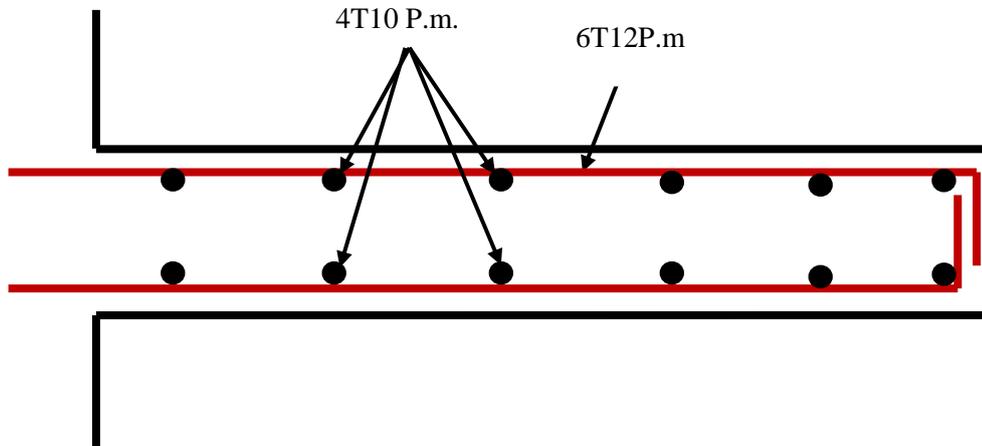


Figure III.2.3. Ferrailage (Balcon)

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place et contient un seul type d'escalier

III.3.2 Les charges appliqués:

$$P = \gamma_{BA} \times a \times b \times h$$

$$P = 25 \times 0,20 \times 0,30 \times 3,06$$

$$P = 4,59 \text{ KN}$$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	6.1	2.5
Palier	4.86	2.5
La charge p	4.59 KN	/

III.3.3 Les combinaisons d'action :

III.3.3.1 Paillasse :

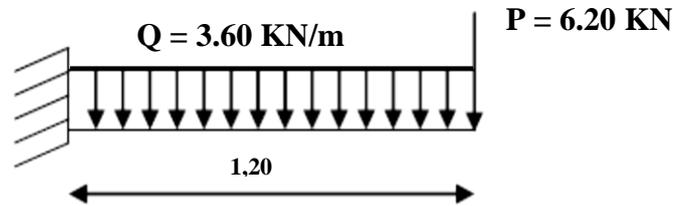


Figure III.3.1 : Schéma statique (paillasse)

➤ ELU :

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 0,30 \text{ m} = (1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 2,5) \times 0,30 = 3,60 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 4,59 = 6,20 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0,30 \text{ m} = 2,58 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 4,59 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du moment max et les effort tranchant max :

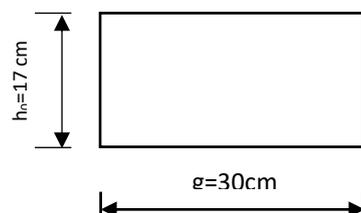
$$M_a = \left(\frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left(\frac{3,60 \times 1,20^2}{2} + 6,20 \times 1,20 \right) = 10,03 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (3,60 \times 1,20) + 6,20 = 10,52 \text{ KN.}$$

III.3.3.1.1 Calcul du ferrailage à ELU :

On va étudier le Paillasse le plus sollicité avec une fissuration peu préjudiciable, on prend :

$$C = d' = 2 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 15,3 \text{ cm} ; g = 0,30 \text{ m}$$



$$\mu = \frac{M}{g \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,03 \times 10^3}{30 \times 15,3^2 \times 14,2} = 0,101 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,101)} \right) = 0,135$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,135) = 0,946$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,03 \times 10^3}{0,946 \times 15,3 \times 348} = 1,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.3.3.1.2 Vérification :

c) Vérification à L'ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91, modif 99

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 30 \times 17 = 0,51 \text{ cm}^2$$

➤ Contraint de cisaillement : BAEL 91, modif 99

$$T_u = 10,52 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{10,52 \times 10^3}{300 \times 153} = 0,229 \text{ Mpa.}$$

➤ Comme la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,229 \text{ Mpa.}$$

- Donc les armature transversale ne sont pas nécessaire .

d) Vérification à L'ELS :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_s = \left(\frac{q_{ser} l^2}{2} + P_{ser} l \right) = \left(\frac{2,58 \times 1,20^2}{2} + 4,59 \times 1,20 \right) = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{10,03}{7,37} = 1,36$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,36 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,43 > \bar{\alpha} = 0,085 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_L) = \max (1,99 ; 0,55 ; 0,51) \text{ cm}^2.$$

$$A = 1,99 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A = \mathbf{3T10} \text{ (soit } \mathbf{2,36 \text{ cm}^2})$$

• Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

On prend : **Ar = 3T8 (soit 1.51 cm²)**

• **Espacement des armatures :**

1) Armature longitudinal :

$$- S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33$$

$$- S_L = 25 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition :

$$- S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$- S_r = 45 / 3 = 15 \text{ cm ; Soit : } S_r = 33\text{cm.}$$

III.3.3.1.3 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{120} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,142 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A}{g \times d} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{2,36}{30 \times 15,3} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0,0051 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{120} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,1133 \geq 0,00 \longrightarrow \text{C.V}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

III.3.3.1.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S:

❖ **Position l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Avec : } \eta = 1,6 \text{ pour H.A}$$

$$15y^2 + 35,4y - 541,62 = 0 \quad \Leftrightarrow y = 4,94 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,94)^3 + (15 \times 2,36) \times (15,3 - 4,94)^2 \Rightarrow I = 7817,93 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{7,37 \times 10^3}{7817,93} \times 4,94 = 4,66 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.3.1.5 Disposition du Ferrailage:

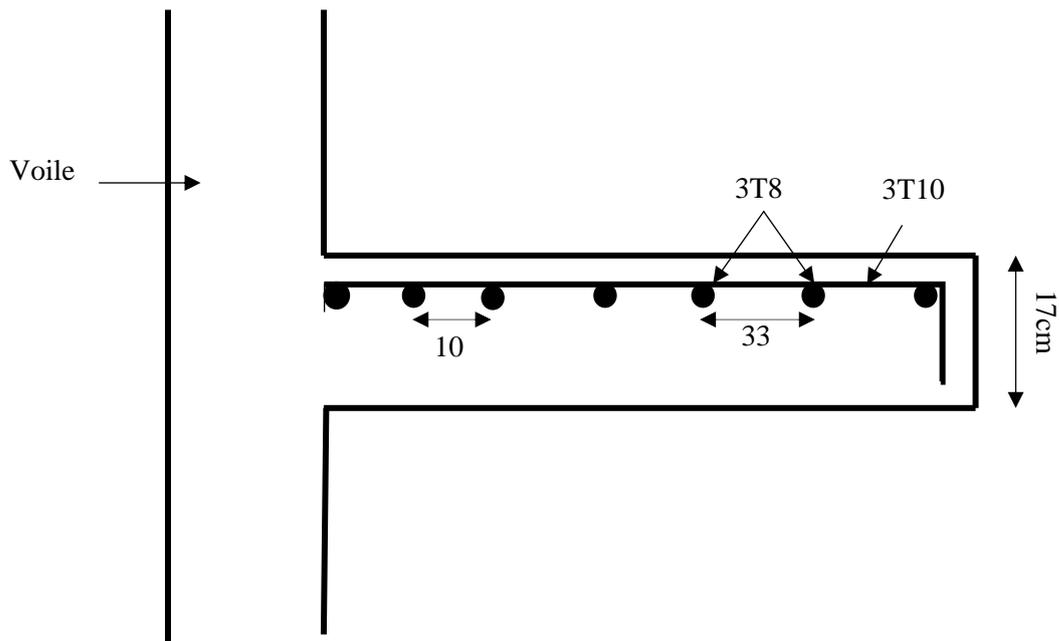


Figure III.3.2 : ferrailage de marche (paillasse)

III.3.3.2 Palier:

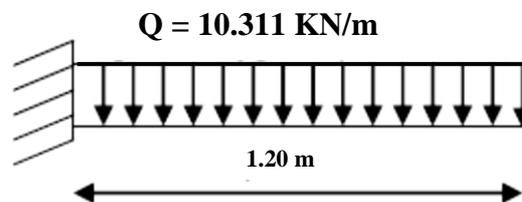


Figure III.3.3 : Schéma statique (palier)

➤ **ELU :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1m = 1,35 \times (4,86) + 1,5 \times (2,5) = 10,311 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G+Q) \times 1m = 7,36 \text{ KN/ml}$$

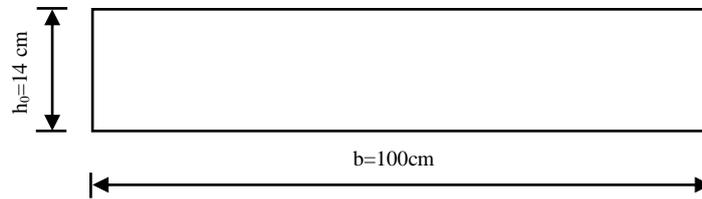
➤ **Calcul du moment max et les effort tranchant max :**

$$M_a = \left(\frac{q l^2}{2} \right) = \left(\frac{10,331 \times 1,20^2}{2} \right) = 7,44 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (q l) = (10,331 \times 1,20) = 12,40 \text{ KN.}$$

III.3.3.2.1 Calcul du ferrailage à ELU :

On va étudier le Palier le plus sollicité : Fissuration peu préjudiciable , on prend : $C = d' = 2$ cm ; $h = 14$ cm ; $d = 0,9 \times h = 12,6$ cm ; $b = 1$ ml



$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,44 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,033)}) = 0,042$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,042) = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,44 \times 10^3}{0,983 \times 12,6 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.3.3.2.2 Vérification :**e) Vérification à L'ELU :****➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91, modif 99

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

➤ Contraint de cisaillement : BAEL 91, modif 99

$$T_u = 12,40 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{12,40 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,099 \text{ Mpa.}$$

➤ Comme la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,099 \text{ Mpa.}$$

- Donc les armature transversale ne sont pas nécessaire.

f) Vérification à L'ELS :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie:

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_s = \left(\frac{q_{ser} l^2}{2} \right) = \left(\frac{7,36 \times 1,20^2}{2} \right) = 5,30 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{7,44}{5,30} = 1,40$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,40 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,45 > \bar{\alpha} = 0,085 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (1,73 ; 1,52 ; 1,4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 1,73 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A = 3\text{T}10 \text{ (soit } 2,36\text{cm}^2)$$

• **Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 3\text{T}8 \text{ (soit } 1,51 \text{ cm}^2)$$

• **Espacement des armatures :**

1) **Armature longitudinal :**

$$- S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$- S_L = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

2) **Armature de répartition :**

$$- S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$- S_r = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$$

III.3.3.2.3 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{120} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,116 \geq 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{fe} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0025 \leq 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{120} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,116 \geq 0,00 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

III.3.3.2.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S:

❖ **Position l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Avec : } \eta = 1,6 \text{ pour H.A}$$

$$50y^2 + 47,1y - 593,46 = 0 \quad \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3)^3 + (15 \times 2,36) \times (12,6 - 3)^2 \Rightarrow I = 4162,464 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt_{ser}}{I} \times y = \frac{5,30 \times 10^3}{5240,74} \times 3 = 3,82 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.3.2.5 Disposition du Ferrailage :

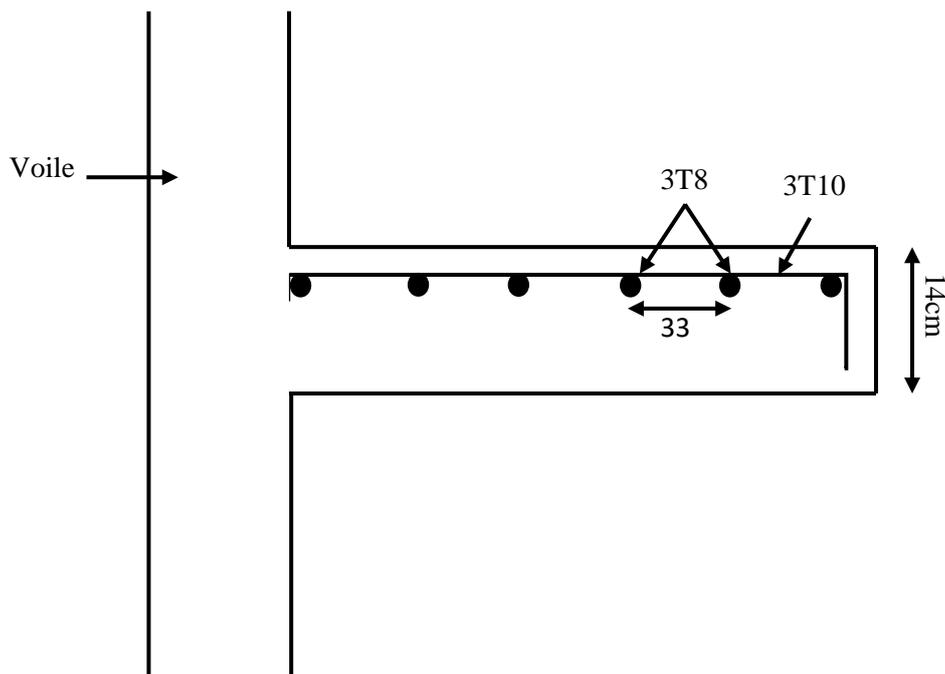


Figure III.3.4 : ferrailage de palier

III.4 La dalle d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une que l'on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant son déplacement (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

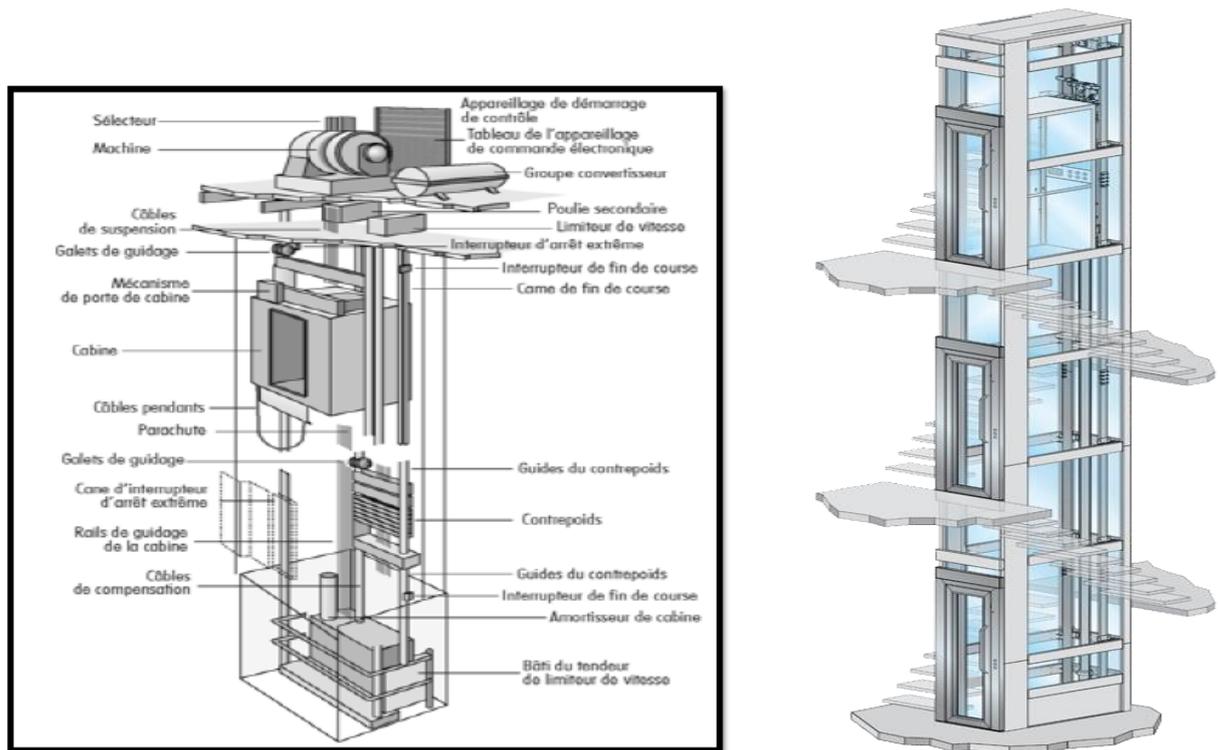


Figure III.4.1 : Schéma d'ascenseur

III.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

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

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge dans la cabine

- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue transport des personnes d'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 975 Kg pour 13 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m² ses dimensions selon (NFP82-22)
- Largeur : 1,30 m,
- Profondeur : 2,05 m
- Hauteur : 2,20 m
- La largeur de passage libre : 0,9 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m
- La hauteur de la course 21,42m

La surface latérale $S = ((2 \times 2,05) + 1,30) \times 2,2 = 11,88 \text{ m}^2$

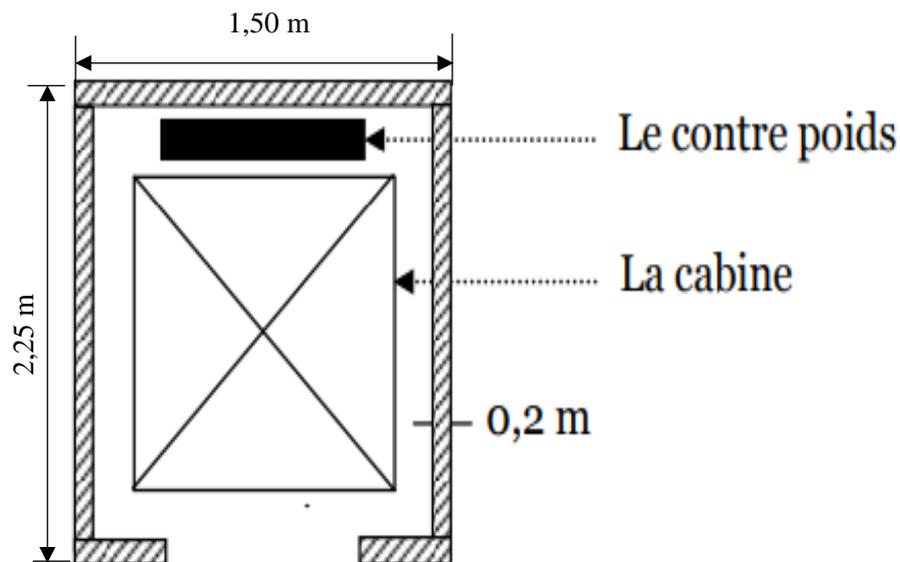


Figure III.4.2 : Vue en plan de l'ascenseur

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

a) Le poids mort :

Poids de la cabine: $S=(2 \times 2,05 + 1,30) \times 2,2 = 11,88 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 11,88 \times 1,3 = 203,918 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,25 \times 1,50 = 3,375 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 3,375 = 371,25 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 3,375 = 67,50 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,45) = 176 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=2 \times 0,9 = 1,8 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,8 \times 25) = 125 \text{ kg}$
$P_m = \sum_{i=1}^{i=7} M_i$	1123,668 Kg

Tableau III.4.1 : Poids des composants de l'ascenseur

b) Le contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1123,668 + \frac{975}{2}$$

$$P_p = 1611,168 \text{ Kg}$$

III.4.2 Calcul de la charge total q_u :

III.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. Pour notre cas en prend $C_s=12$.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (**D** : diamètre de la poulie et **d** : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle

que soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \times M$ (1)

Avec : C_s : Coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M=Q +P_m + M_g..... (2)$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M=Q+P$

$$\text{Donc } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q+P) = 12(975+1123,668) = 25184,016 \text{ kg}$$

C_r est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{25184,016}{0,85} = 29628,25 \text{ kg}$$

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

Avec : m : type de mouflage « Assemblage de poulies » (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d=12,22$ mm et $m=2$ on a : $C_r (1 \text{cable}) = 8152 \text{kg}$

$$\eta = \frac{C_r}{C_r(1 \text{cable}) \times m} = \frac{29628,25}{8152 \times 2} = 1,81$$

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

III.4.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = M \times n \times l$$

Avec : - M : la masse linéaire du câble, $M = 0,515 \text{ Kg/m}$;

- n : Nombre des câble , $n = 2$;

- L : Longueur du câble, $L = 23,62 \text{ m}$;

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 23,62 = 24,3286 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 975 + 1123,668 + 24,3286 = 2122,9966 \text{ Kg}$$

III.4.2.3 Vérification de C_r :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{2122,996} = 13,055 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4.2.4 Calcul la charge permanente totale G :

On a : $P_{\text{Treuil}} = 1200 \text{ Kg}$ (poids treuil + le moteur)

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1123,668 + 1611,168 + 1200 + 24,3286 = 3959,1646 \text{ Kg}$$

$$Q = 975 \text{ Kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6807,37221 \text{ Kg}$$

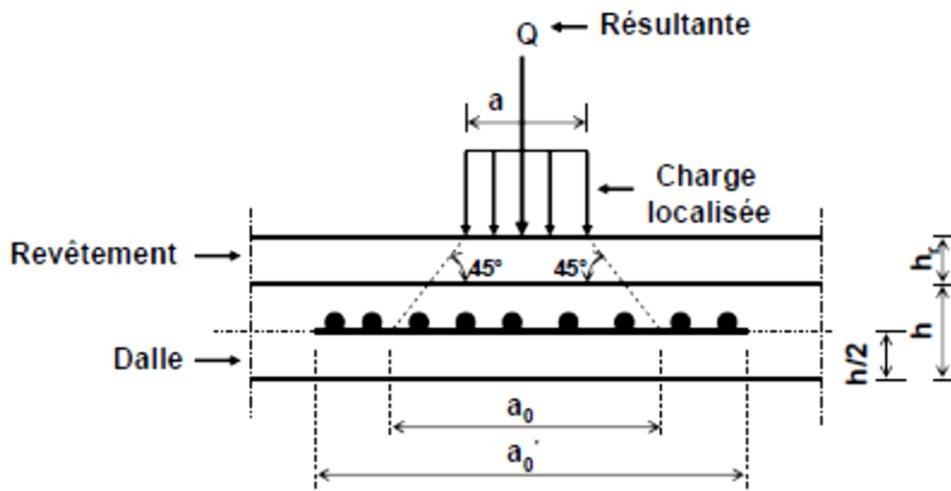
III.4.3 Vérification la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 6807,37221 \text{ kg}$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6807,37221}{4} = 1701,84 \text{ Kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :



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

Avec : - q_u : charge de calcul à l'E.L. U

- h_0 : Epaisseur totale de la dalle. $h_0 = 15 \text{ cm}$
- μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.
- La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

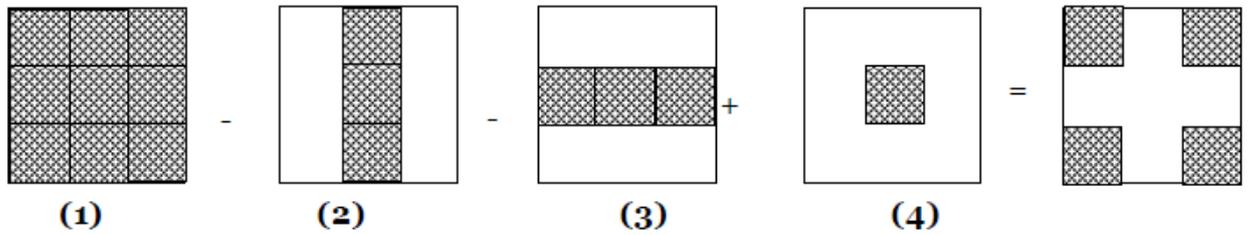


Figure III.4.3 : Poinçonnement

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 20 \text{ cm} ; L_x = 1,50 \text{ m} ; L_y = 2,25 \text{ m}$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045(100) \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ Kg} > 1701,84 \text{ Kg}$$

- Donc : Il n'y a pas de risque de poinçonnement

III.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

a) Surface rectangulaire :

➤ Rectangle (1) :

$$U = 100 \text{ cm}$$

$$V = 175 \text{ cm}$$

➤ Rectangle (2) :

$$U = 50 \text{ cm}$$

$$V = 175 \text{ cm}$$

➤ Rectangle (3) :

$$U = 100 \text{ cm}$$

$$V = 125 \text{ cm}$$

➤ Rectangle (4) :

$$U = 50 \text{ cm}$$

$$V = 125 \text{ cm}$$

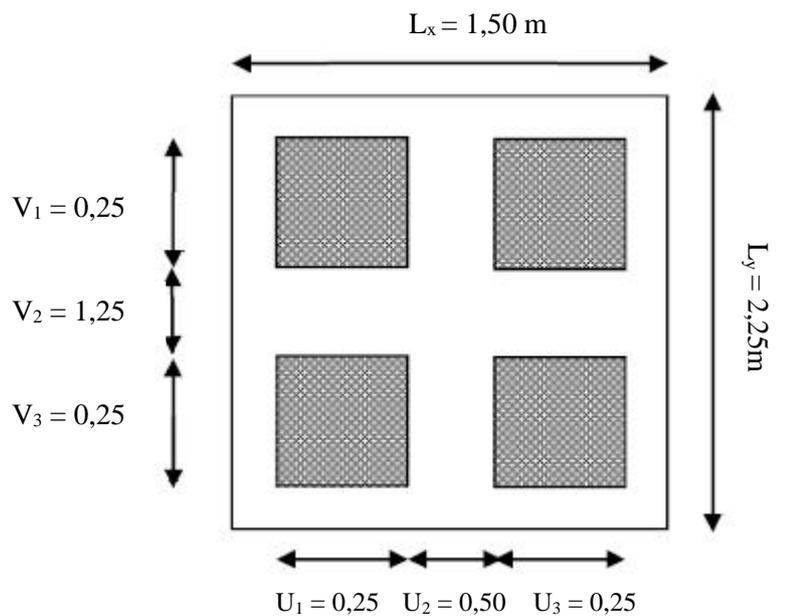
➤ calcul des moment suivant les deux direction :

$$M_x = (M_1 + v M_2) \times P$$

$$M_y = (M_2 + v M_1) \times P$$

Avec M_1 et M_2 : des coefficients associés à chaque rectangle $\left(\frac{U}{L_x}\right), \left(\frac{V}{L_y}\right)$;

v : Coefficient de poisson



A l'ELU (v =0) :

$$\begin{cases} M_x = M_1 \times P \\ M_y = M_2 \times P \end{cases}$$

$$P = P' \times S$$

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

$$P' = \frac{q_u}{U \times V} = \frac{6807,3721}{0,25 \times 0,25} = 108917,95 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques de rectangles (1),(2),(3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : Lx = 1 ,50 m ; Ly = 2,25 m

On prend le tableau pour $\alpha = 0.707$ et par itération on trouve : (**CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI**)

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	0,667	0,778	0,09	0,046	1,75	190606,41	17154,58	8767,89
2	0,333	0,778	0,116	0,048	0,875	95303,21	11055,17	4574,55
3	0,667	0,556	0,103	0,057	1,25	136147,44	14023,19	7760,40
4	0,333	0,556	0,137	0,066	0,625	68073,72	9326,10	4492,86

Tableau III.4.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1402,32 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 925,80 \text{ Kg.m}$$

c) Moment dus aux charges réparties (poids propre) :

a) Chargement :

$$L_x = 1,50 \text{ m} , L_y = 2.25 \text{ m} \text{ et } h_0 = 15 \text{ cm} ;$$

- Poids propre : G= 0,15 × 2500 = 375 Kg/m

- Charge d'exploitation : Q = 100 Kg/m

- Charge ultime : q_u = 1,35 G +1,5 Q = 656,25 Kg/m

Sollicitation :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,25} = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 108,82 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 40,84 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

Donc :

b) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 1511,14 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 966,64 \text{ Kg.m}$$

Les moments retenus sont :

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 1284,47 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 821,64 \text{ Kg.m}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,30 M_{ox} = 453,34 \text{ Kg.m}$$

III.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

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

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

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

✚ **En travée :**

➤ **Sens L_x :**

• **Le moment ultime :**

$$M_{tx} = 1284,47 \text{ Kg.m} = 12844,7 \text{ N.m}$$

• **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12844,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0497 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9745$

- **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12844,7}{0,9745 \times 13,5 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Sens Ly :**

- **Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 821,64 \text{ Kg.m} = 8216,4 \text{ N.m}$$

- **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8216,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On } a : b = 0,984$$

- **La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8216,4}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✚ **Sur appuis :**

- **Le moment ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 453,34 \text{ Kg.m} = 4533,4 \text{ N.m}$$

- **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4533,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On } a : b = 0,9915$$

- **La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4533,4}{0,9915 \times 13,5 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,66$, On peut appliquée la forme suivante :

➤ **Sens Ly :**

$$A_{ymin} = 8 \times h_0 (m) = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = A_{sy} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,97 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

➤ **Sens L_x :**

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3-0,66}{2} \right) = 1,404 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x_{min}} = 1,404 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{s_x} = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{a_x} = 0,97 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x_{min}} = 1,404 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x_{min}} = 1,404 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \varnothing \leq \frac{h_0}{10} \quad \varnothing \leq 15 \text{ mm}$$

✚ **En travée :**

➤ **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{t_x} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{t_x} \leq 33 \text{ cm} \blacklozenge S_{t_x} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{t_y} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3T10 \text{ p.m} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{t_y} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{t_x} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{t_x} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

Vérification nécessitée de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

Avec :

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

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y \text{ sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_x \text{ sens } L_y$$

- On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties) :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \frac{1,50}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{0,66}{2}\right)} = 3700,657 N = 3,70 KN$$

Donc :

$$V_y = \frac{6562,5 \times 1,50}{3} = 3281,25 N = 3,28 KN < V_x$$

- On calcule V_v et V_u : (efforts tranchants dus aux charges localisées) :

$$V_v = \frac{q_0}{2U + V} = \frac{17018,4}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 22691,20 N = 22,69 KN$$

$$(V_v = \frac{q_0}{3.U} \leq V_u) \frac{17018,4}{3 \times 0,25} = 22,69 KN$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } U = V$$

- Donc l'effort total V_{tot} :

$$\text{Sens } L_x : V_{u\ tot} = V_x + V_v = 3,70 + 22,69 = 26,39 KN$$

$$\text{Sens } L_y : V_{u\ tot} = V_y + V_u = 3,28 + 22,69 = 25,97 KN$$

$$\text{D'où : } V_{tot} = \max(V_{tot\ X}, V_{tot\ Y}) = 26,39 KN$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{26,39 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,195 MPa$$

$15 cm \leq h_0 = 15 cm \leq 30 cm$ on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5 MPa)$$

$$\tau_u = 0,195 MPa < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25; 5 MPa) = 1,625 MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6 Vérification a L'ELS :

Calcul des sollicitations à L'ELS :

a) Charge localisée :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2) p'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1) p'_{ser} \end{cases} \Rightarrow \text{avec : } v = 0,2 (E.L.S)$$

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

$$P'_{aser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3959,1646 + 975) \frac{1}{4} = 1233,54 \text{ Kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} = \frac{1233,54}{(0,25)^2} = 19736,64 \text{ Kg} / m^2$$

$$P'_{ser} = 19736,64 \cdot S'$$

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

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	$P'_{ser} = q_{ser} \cdot S$ (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,667	0,778	0,09	0,046	1,75	34539,12	3426,28	2210,50
2	0,333	0,778	0,116	0,048	0,875	17269,56	2169,06	1229,59
3	0,667	0,556	0,103	0,057	1,25	24670,8	2822,34	1914,45
4	0,333	0,556	0,137	0,066	0,625	12335,4	1852,78	1152,13

Tableau III.4.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S)

• Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 287,66 \text{ kg.m} / m$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 218,59 \text{ kg.m} / m$$

b) Moment due aux charge réparties (E.L.S):

Chargement :

- Poids proper : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$

- Charge exploitation: $Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

Charge ultime :

$$Q_{ser} = G + Q = 475 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,25} = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0792 \\ \mu_y = 0,5351 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0,xr} = 84,645 \text{ Kg.m} \\ M_{0,yr} = 45,29 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{ox} = M_{0,ox} + M_{0,xr} = 372,305 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0,yc} + M_{0,yr} = 263,88 \text{ Kg.m}$$

Les moments retenus sont :

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 316,46 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 224,30 \text{ Kg.m}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,30 M_{ox} = 111,69 \text{ Kg.m}$$

III.4.7 Vérification des contraintes dans le béton :

➤ **Suivant L_x :**

✚ **En travée :**

$$M_{tx} = 3164,6 \text{ N.m} \quad ; \quad A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A' = 0 \quad ; \quad \eta = 15 \quad ; \quad d = 13,50 \text{ cm}$$

• **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$50 y^2 - 15 \times 3,14 (13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,13 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6077,37 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3164,6}{6077,37} \times 3,13 = 1,62 \text{ MPa}$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = 1,62MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad ; \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'ELU conviennent.

- **Sur appuis :**

$$M_{tx} = 1116,9N.m \quad ; \quad A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2/ml \quad ; \quad A' = 0 \quad ; \quad \eta = 15 \quad ; \quad d = 13,50 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$50y^2 - 15 \times 2,01(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1116,9}{4167,69} \times 2,57 = 0,689MPa$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = 0,689MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad ; \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'ELU conviennent.

- **Suivant L_y :**

- ✚ **En travée :**

$$M_{tx} = 2243 \text{ N.m} \quad ; \quad A_{tx} = 2,36 \text{ cm}^2/ml \quad ; \quad A' = 0 \quad ; \quad \eta = 15 \quad ; \quad d = 13,50 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$50y^2 - 15 \times 2,36(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,76 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times 2,76^3}{3} + 15 \times 2,36(13,5 - 2,76)^2$$

$$I = 4784,12 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1}{4784,12} \times 2,76 = 1,29 \text{ MPa}$$

• **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = 1,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'ELU conviennent.

III.4.8 Disposition du ferrailage :

A) Arrête des barres :

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

On a : F_e 400 et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc : $L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

B) Cas des charges uniformes :

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

C) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{ L_s ; \lambda L_x \}$$

$$\lambda = 0,05 + 0,3 \frac{M_a}{M_{0x}} = 0,14$$

$$L_1 = \max \{ 35,21 ; 0,14 \times 150 \}$$

$$L_1 = \max \{ 35,21 ; 21 \} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ L_s ; \frac{L_1}{2} \right\}$$

$$L_2 = \max \left\{ 35,21 ; \frac{35,21}{2} \right\} = 35,21 \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_1 = L_2$$

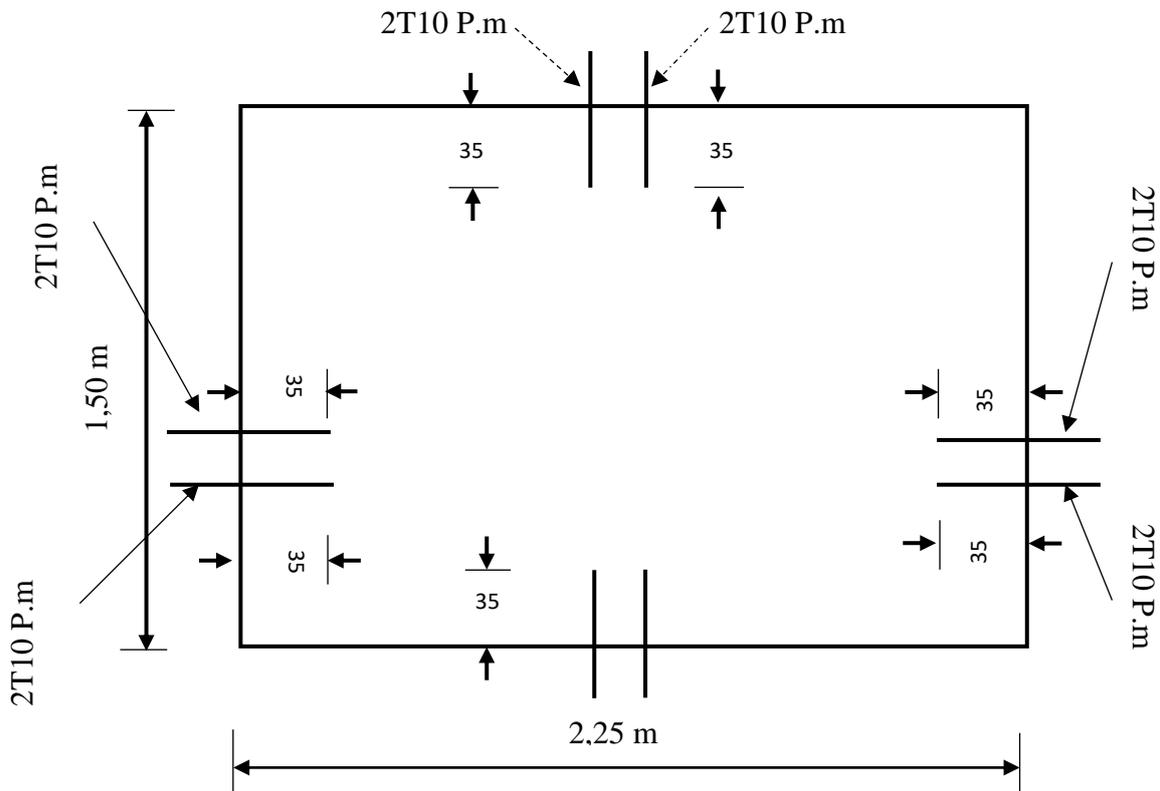


Figure III.4.5 : Ferrailage supérieur (sur appuis) du panneau de dalle de l'ascenseur

III.4.11 Voile de cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm. On adopte une épaisseur $e_p = 15$ cm. Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par: $A_{\min} = 0,1\% b \times h_t = 0,01 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Le voile est ferrillé en deux nappes avec : 5T10/ml soit (A adopté = $3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$) ; L'espaceur $S_t = 20 \text{ cm}$.

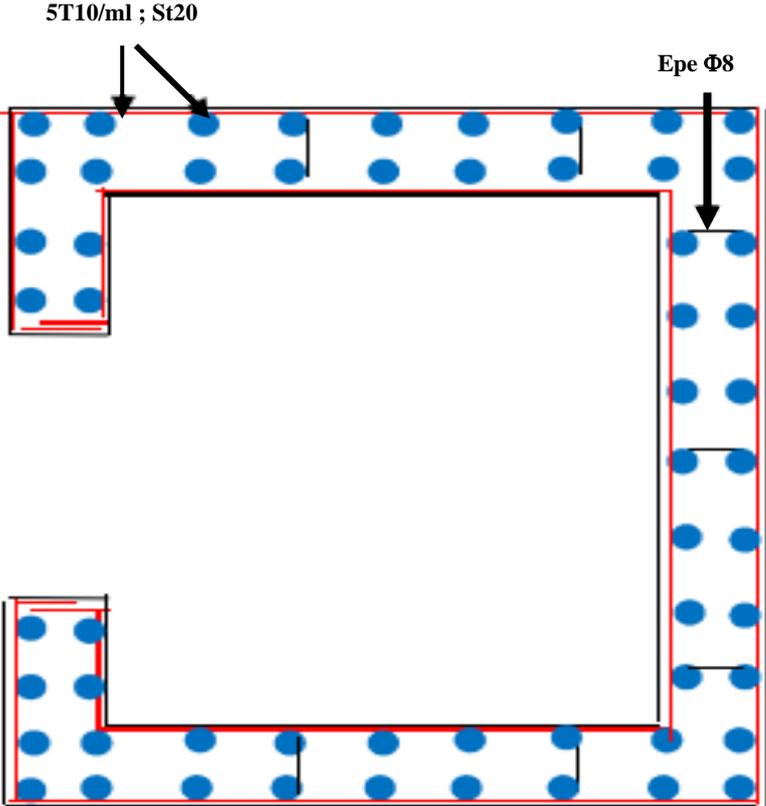


Figure III.4.6 : Armature de voile (cage d'ascenseur)

Ech :1/25



Chapitre IV :

Etude de plancher



IV Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et la largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- ✚ La transmission des charges et sur charges vers les éléments porteurs.
- ✚ De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- ✚ De toit pour l'étage sous- jacent.
- ✚ D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on distingue un seul type de Planchers (Planchers à corps creux), de 16cm et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Justification du choix des planchers à corps creux :

- ✚ Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- ✚ Plus léger que la dalle pleine.
- ✚ Plus économique que la dalle pleine.
- ✚ Exécution simple.
- ✚ Nécessite peu de coffrage.
- ✚ Bonne isolation thermique et phonique.

IV.1 Calcul du plancher à corps creux :

IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

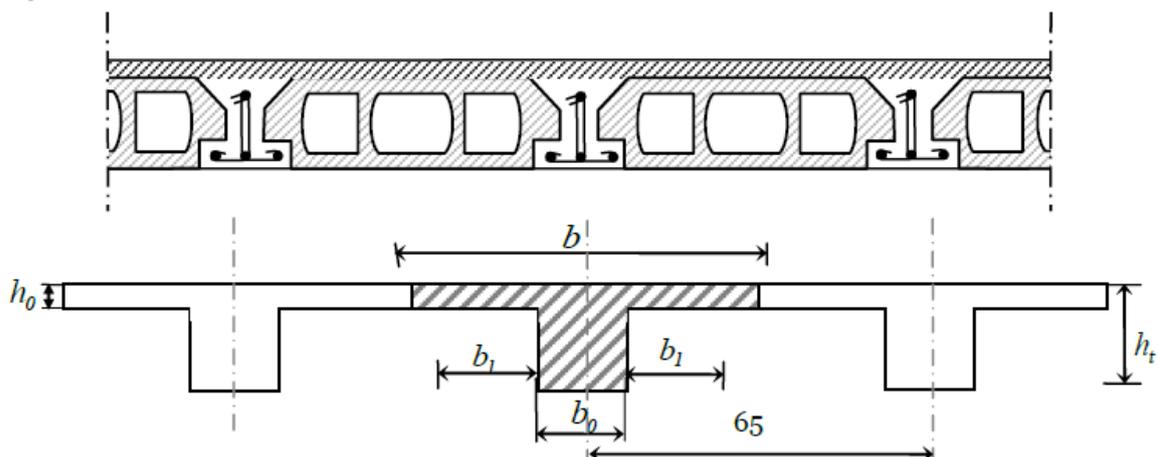


Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles

IV.1.1.1 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

Avec:

- ✚ Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$
- ✚ Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- ✚ Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

On a $L = 4,61 \text{ m}$; $l_1 = 0,65 \text{ m}$; $L = 4.20 \text{ m}$; $l_1 = 0.65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91[1]}$$

$$b_1 = \min (b_1 \leq 26.5 \text{ cm} ; b_1 \leq 42 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

IV.1.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le **B.A.E.L 91/99** propose une méthode simplifiée dite « **méthode forfaitaire** » pour le calcul des moments fléchissant concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera **logiciel de RDM6**.

IV.2 Méthode de calcul :

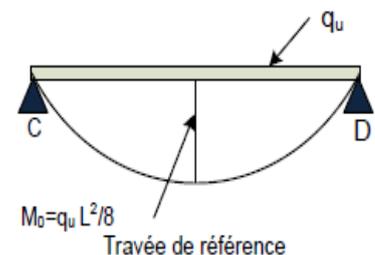
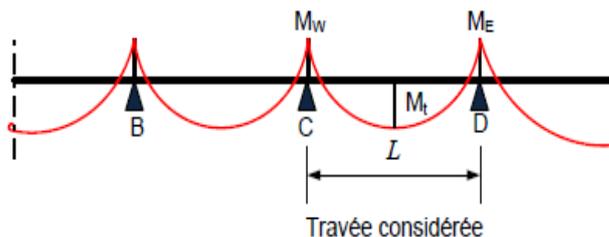
IV.2.1 Méthode forfaitaire :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 , $(0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25)$
4. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable)

❖ **Principe de calcul des moments :**



Son principe consiste à déterminer des moments sur appuis (M_W, M_E) et des moments en travée (M_t) en fonction de fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans « la travée de référence »

La travée de référence; travée isostatique indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Avec :

M_0 : Le moment maximal de la travée de référence (moment isostatique) ;

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée ;

M_W et M_E : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (**West**) et de droite (**East**) de la travée considérée.

Les valeurs de M_t, M_W et M_E doivent vérifier les conditions suivantes :

• **Les moments en travées:**

– **Travée de rive :**

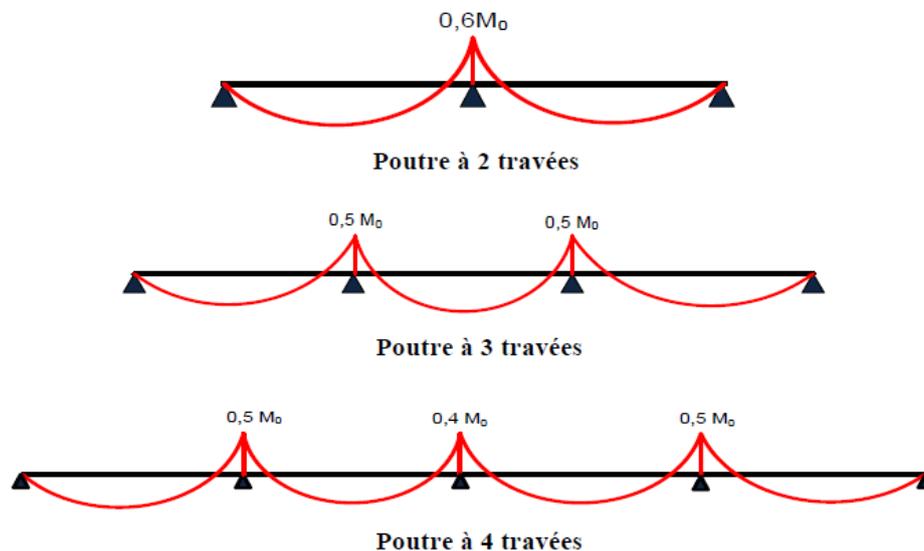
$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{cases}$$

– **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{cases}$$

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

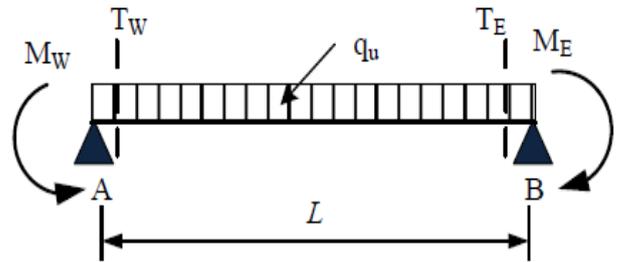
• **Les moments sur appuis : (en valeurs absolues)**



✚ Les Effort tranchant :

On applique les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_W = \frac{q_u L}{2} + \frac{(M_W - M_E)}{L} \\ T_E = -\frac{q_u L}{2} + \frac{(M_W - M_E)}{L} \end{cases}$$



IV.3 Calcul des planchers :

➤ Plancher étage courant :

Charge permanente : $G = 5.04 \text{ KN/m}^2$

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

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

Charge permanente : $G = 5.68 \text{ KN/m}^2$

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

IV.3.1 Combinaisons d'actions :

➤ E.L.U

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

$$q_{uEC} = (1,35 \times 5,04 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65$$

$$q_{uTER} = (1,35 \times 5,68 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65$$

➤ E.L.S

$$q_s = (G + Q) \times 0,65$$

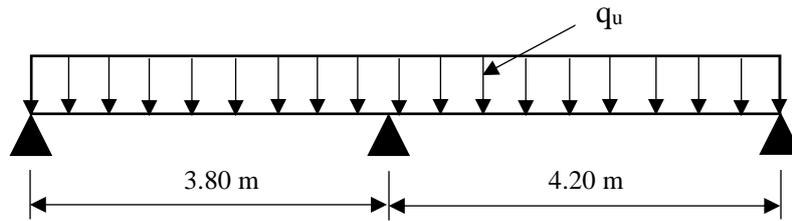
$$q_{sEC} = (5,04 + 1,5) \times 0,65$$

$$q_{sTER} = (5,68 + 1,00) \times 0,65$$

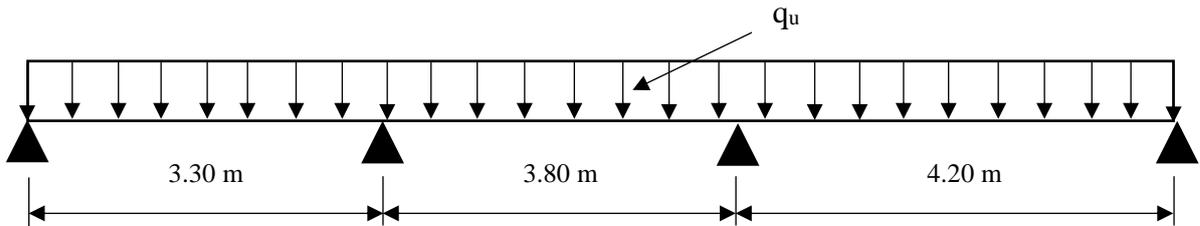
	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher étage courant	5.88	4.25
Plancher terrasse (inaccessible)	5.96	4.34

IV.3.2 Les types des poutrelles :

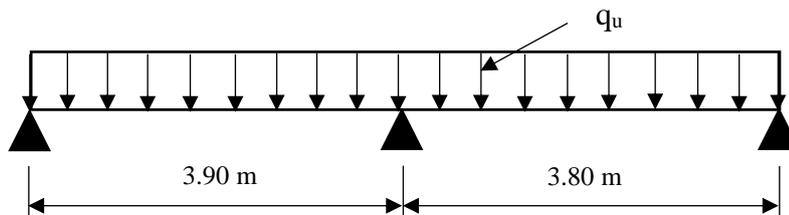
Type 01 :



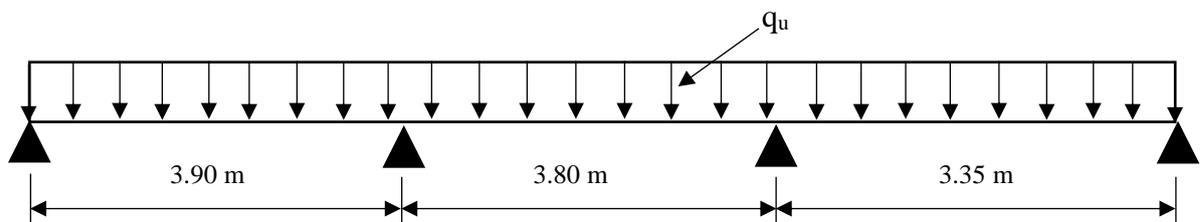
Type 02 :



Type 03 :



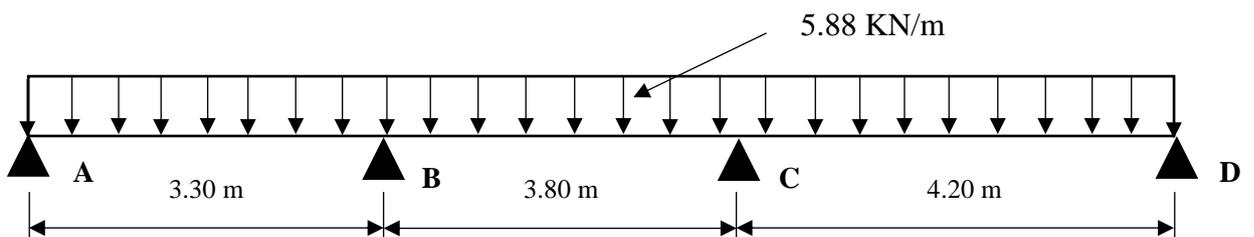
Type 04 :



IV.4 Détermination des sollicitations :

IV.4.1 Exemple de Calcul (Plancher Étage Courant) :

Type 02 :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Max}(2G; 5\text{KN}/\text{m}^2) = Q \leq \text{Max}(10,08; 5\text{KN}/\text{m}^2) \longrightarrow \text{C.V}$
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées $I=C^{\text{te}} \longrightarrow \text{C.V}$
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 < \frac{3,30}{3,80} = 0,87 < 1,25 \quad \text{et} \quad 0,8 < \frac{3,80}{4,20} = 0,90 < 1,25$$

✚ fissuration peu préjudiciable

Donc Toutes les conditions sont satisfaites, on peut utiliser **la méthode forfaitaire**

✚ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,88 \times 3,30^2}{8} = 8,00 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5,88 \times 3,80^2}{8} = 10,61 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{5,88 \times 4,20^2}{8} = 12,96 \text{ KN} / \text{m}$$

✚ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,20 \times M_0^{AB} = 0,20 \times 8,00 = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5 \times M_0^{BC} = 0,5 \times 10,61 = 5,30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,5 \times M_0^{CD} = 0,5 \times 12,96 = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,20 \times M_0^{CD} = 0,20 \times 12,96 = 2,59 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments en travées :

On a :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,04} = 0,229$$

$$1+0,3\alpha = 1,07$$

➤ Travée de rive:

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,229}{2} = 0,634$$

➤ Travée intermédiaire:

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3 \times 0,229}{2} = 0,534$$

✚ Travée (AB) :

$$1) M_t \geq \max(1,05M_0; 1,07M_0) - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1,07M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1,07 \times 7,53 - \frac{1,60 + 5,30}{2} = 5,11 \text{ KN.m}$$

$$2) M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 0,634 \times 8,00$$

$$M_t^{AB} \geq 5,07 \text{ KN.m} \dots \text{Donc : } M_{tAB} = 5,11 \text{ KN.m}$$

✚ Travée (BC) :

$$1) M_t \geq \max(1,05M_0; 1,07M_0) - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 1,07M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 1,07 \times 10,61 - \frac{5,30 + 6,48}{2} = 5,46 \text{ KN.m}$$

$$2) M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0BC}$$

$$M_t^{BC} \geq 0,534 \times 10,61$$

$$M_t^{BC} \geq 5,66 \text{ KN.m} \dots \text{Donc : } M_{tBC} = 5,66 \text{ KN.m}$$

✚ Travée (CD) :

$$1) M_t \geq \max(1,05M_0; 1,07M_0) - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 1,07M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 1,07 \times 12,96 - \frac{6,48 + 2,59}{2} = 9,33 \text{ KN.m}$$

$$2) M_t^{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD}$$

$$M_t^{CD} \geq 0,634 \times 12,96$$

$$M_t^{CD} \geq 8,22 \text{ KN.m} \dots \text{Donc : } M_{tBC} = 9,33 \text{ KN.m}$$

✚ Diagramme des moments de flexion:

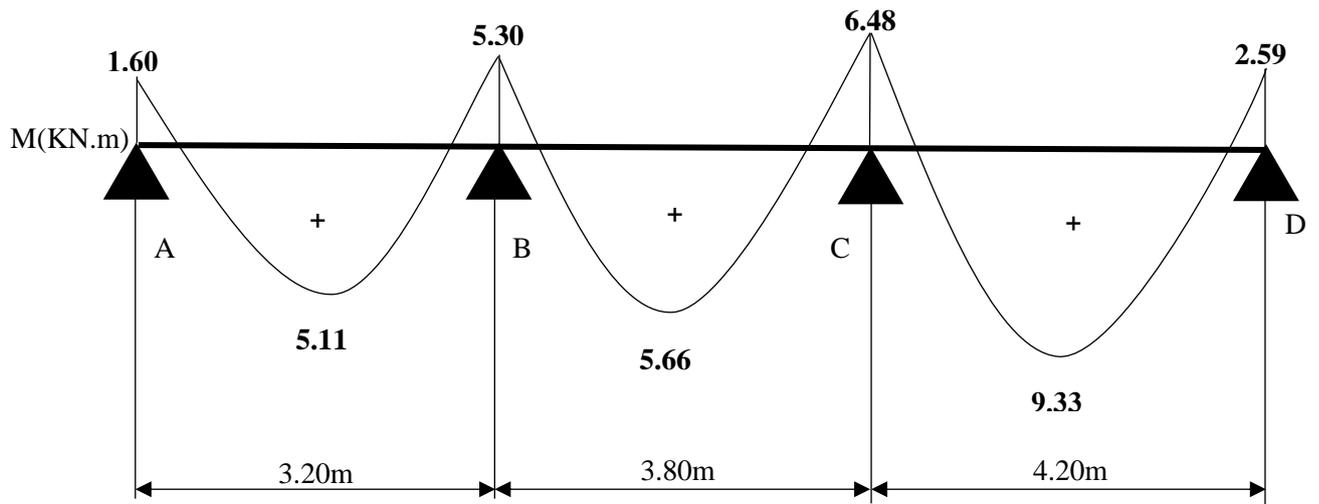


Figure. IV.2: Diagramme des moments

✚ Diagramme des efforts tranchants :

On applique les formules suivantes

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} \\ T_E = -\frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} \end{cases}$$

Travée (AB) :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} = \frac{5,88 \times 3,30}{2} + \frac{1,60 - 5,30}{3,30} = 5,58 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} = -\frac{5,88 \times 3,30}{2} + \frac{1,60 - 5,30}{3,30} = -10,82 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC) :

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} = \frac{5,88 \times 3,80}{2} + \frac{5,30 - 6,48}{3,80} = 10,86 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} = -\frac{5,88 \times 3,80}{2} + \frac{5,30 - 6,48}{3,80} = -11,48 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD) :

$$\begin{cases} T_C = \frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} = \frac{5,88 \times 4,20}{2} + \frac{6,48 - 2,59}{4,20} = 13,27 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{q_u L}{2} + \frac{(M_w - M_E)}{L} = -\frac{5,88 \times 4,20}{2} + \frac{6,48 - 2,59}{4,20} = -11,42 \text{ KN} \end{cases}$$

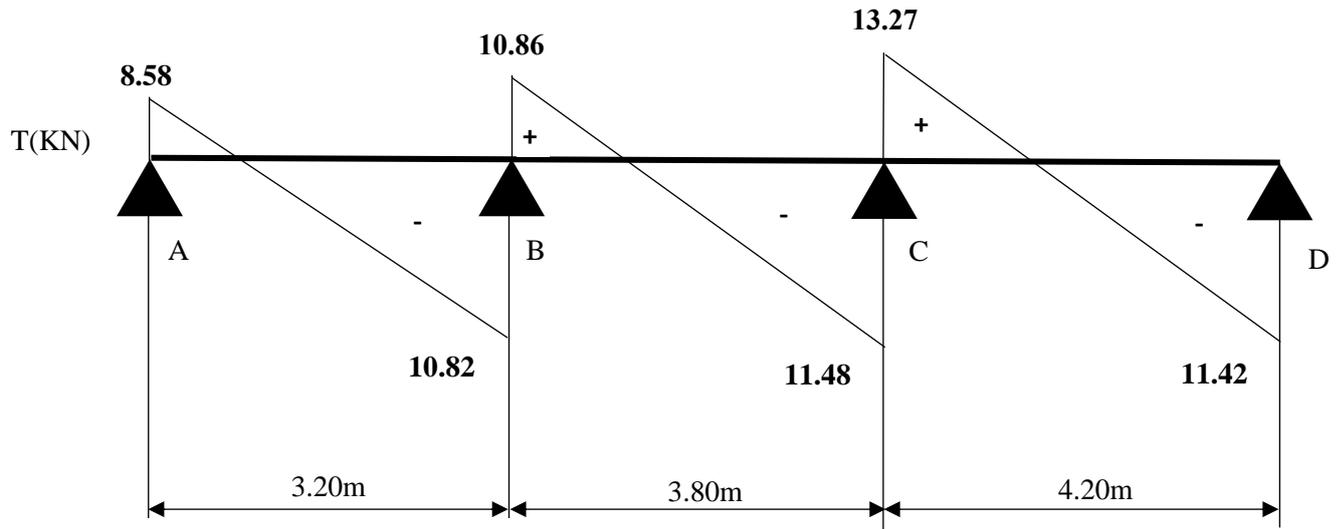


Figure IV.3 : Diagramme des efforts tranchant

E.L.U										
Type	01		02			03		04		
Travée	AB	BC	AB	BC	CD	AB	BC	AB	BC	CD
L (m)	3.80	4.20	3.30	3.80	4.20	3.90	3.80	3.90	3.80	3.35
M ₀	10.61	12.96	8.00	10.61	12.96	11.18	10.61	11.18	10.61	8.25
M _T	6.73	8.68	5.11	5.66	9.33	7.49	6.93	8.05	5.90	5.35
M _w	2.12	7.78	1.60	5.30	6.48	2.23	6.71	2.24	5.59	5.30
M _E	7.78	2.59	5.30	6.48	2.59	6.71	2.12	5.59	5.30	1.65
T _w	9.68	13.58	8.58	10.86	13.27	10.31	12.37	10.61	11.25	10.94
T _E	12.66	11.11	10.82	11.48	11.42	12.61	9.94	12.32	11.09	8.76
E.L.S										
Type	01		02			03		04		
Travée	AB	BC	AB	BC	CD	AB	BC	AB	BC	CD
L (m)	3.80	4.20	3.30	3.80	4.20	3.90	3.80	3.90	3.80	3.35
M ₀	7.67	9.37	5.78	7.67	9.37	8.08	7.67	8.08	7.67	5.96
M _T	4.86	6.28	3.69	4.09	6.75	5.41	5.02	5.81	4.27	3.87
M _w	1.53	5.62	1.16	3.83	4.68	1.62	4.85	1.62	4.04	3.83
M _E	5.62	1.87	3.83	4.68	1.87	4.85	1.53	4.04	3.83	1.19

Tableau IV.1: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher Courant)

Les sollicitations maximales de calcul sont :

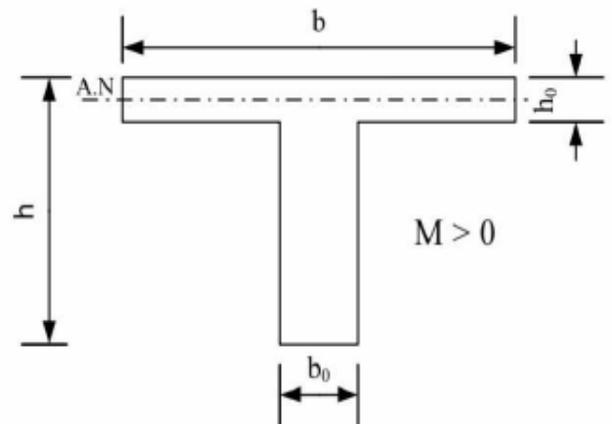
$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 9,33 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,59 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 7,78 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,58 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 6,75 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 1,87 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 5,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.5 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

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

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit

- la largeur de la (table) : $b=65 \text{ cm}$.
- largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0=12 \text{ cm}$
- la hauteur de la (table) : $h_0=4 \text{ cm}$
- La hauteur de la poutrelle (nervure) :
 $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus :
 $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$.



- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton :
 $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration non préjudiciable (étages courants).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

IV.5.1 Plancher étage courant (plancher 1^{er} au 6^{ème} étage) :

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

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 9,33 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,59 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 7,78 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,58 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.2 Calcul des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :**❖ En travée :**

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

- On calcule le moment équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 9,33 \text{ kN.m} < M_t = 58,94 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{t_{max}} = 9,33 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,33 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_t = 0,398 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,9845 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t_{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,33 \times 10^3}{0,9845 \times 18 \times 348} = 1,513 \text{ cm}^2$$

IV.5.3 Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec:

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

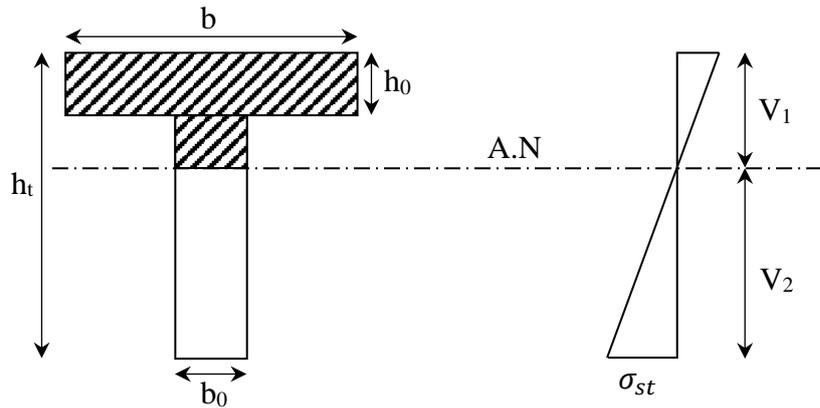


Figure IV.4: Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25\text{cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91\text{cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,365\text{cm}^2$$

Donc $A_{s\text{ cal}} = 1,513\text{cm}^2 > A_{min} = 0,365\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

On prend : **3T12** ; ($A_s = 3,39\text{cm}^2$)

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,78 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,141 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,141 \rightarrow \beta = 0,9235$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,78 \times 10^3}{0,9235 \times 18 \times 348} = 1,34\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,81\text{cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,34\text{cm}^2 > A_{min} = 0,81\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

On prend : **1T10** (filante) + **1T12** (chapeau) ; ($A_s = 1,92\text{cm}^2$)

❖ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,59 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,047 \rightarrow \beta = 0,9755$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,59 \times 10^3}{0,9755 \times 18 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité (section en T_e) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,81 \text{ cm}^2$ **Condition non vérifiée ;**

On prend $A_s = 1,34 \text{ cm}^2$

On prend : **1T12** ; ($A_s = 1,13 \text{ cm}^2$)

IV.6 Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser}=9,33 \text{ KN.m}$)

1. Position de l'axe neutre :

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

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=3,39 \text{ cm}^2$; $d=18 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (3,39 + 0)]y - \left[(65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 18 \times 3,39) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,61 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 4,61^3 - (65 - 12) \frac{(4,61 - 4)^3}{3} + 15 \times 0 (4,61 - 0,2)^2 + 15 \times 3,39 (18 - 4,61)^2$$

$$I = 11235,72 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,75 \times 10^3}{11235,72} \times 4,61 = 2,77 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,77 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

4. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{13,58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,629 MPa$$

5. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min (3,33 MPa ; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,629 MPa < \overline{\tau}_u = 3,33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

6. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t_{min}} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,71 mm$$

On adopte : $\Phi_t = 6 mm$

7. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min (0,9d ; 40 cm) \\ S_t &\leq \min (16,20 ; 40 cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 16,20 cm \text{ On Prend: } S_t = 15 cm$$

8. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \tag{1}$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

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

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

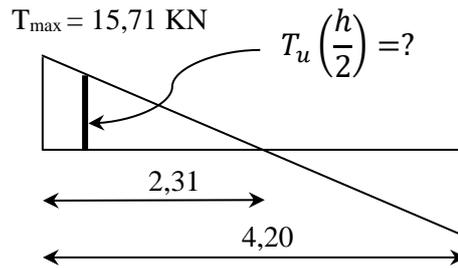


Figure IV.5: Effort tranchant par la méthode des triangles

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

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 13,58 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,20}{2} + \frac{7,78 - 2,59}{5,88 \times 4,20} = 2,31 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{13,58 \times (2,31 - 0,10)}{2,31} = 12,99 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12,99 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,722 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,722 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5,87 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

9. Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,361 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

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

D'après le RPA 99 (version 2003)

– **Espacement dans la zone nodale :**

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

– **Espacement dans la zone courante :**

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

10. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,58 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{appui}} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{7,78}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 48,02 \text{ kN}$$

$$F_u = 48,02 \text{ kN} > T_u = 13,58 \text{ kN}$$

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

11. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,58 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0160 \text{ m} = 1,60 \text{ cm}$$

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

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

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

$$a = \min(36\text{ cm} ; 16,20\text{ cm}) = 16,20\text{ cm}$$

$a = 16,20\text{ cm} > 1,60\text{ cm}$ Condition vérifiée.

12. 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 max ; T = 13,58KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,0 = 3,14$ cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{13,58 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,889\text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,889\text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15\text{ MPa}$ Condition vérifiée.

13. 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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83\text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40\text{ cm}$$

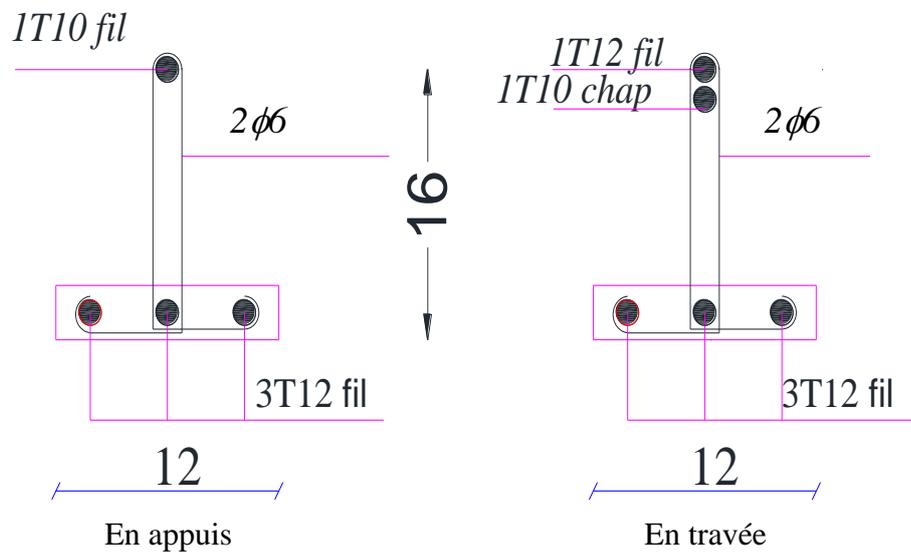
Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$ cm.

IV.6.1 Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,048 > 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0,051 > \frac{6,75}{15 \times 9,37} = 0,048 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,006 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.6.2 Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant) :



FigureIV.6: Dessin de ferrailage des poutrelles des étage courants

IV.7 Plancher Terrasse :

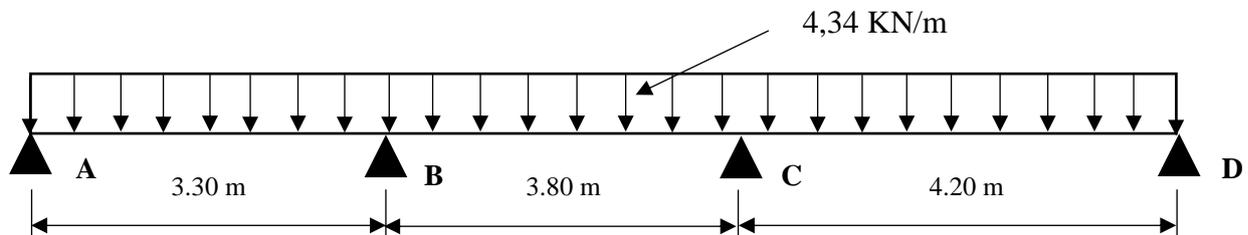
On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

IV.7.1 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est utilisée 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.

IV.7.2 Exemple de calcul (logiciel de RDM6) :**IV.7.3 Calcul des moments fléchissant :**

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

**🔧 Calcule des moment en appuis:****➤ ELU:****• Travée AB:**

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,96 \times 3,30^2}{8} = 8,11 \text{ kN.m}$$

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -1,62 \text{ kN.m}$$

• Travée CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,96 \times 4,20^2}{8} = 13,14 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,2M_{0CD} = -2,63 \text{ kN.m}$$

➤ ELS:**• Travée AB:**

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,34 \times 3,30^2}{8} = 5,91 \text{ kN.m}$$

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -1,18 \text{ kN.m}$$

• Travée CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,34 \times 4,20^2}{8} = 9,57 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,2M_{0CD} = -1,91 \text{ kN.m}$$

ELU:

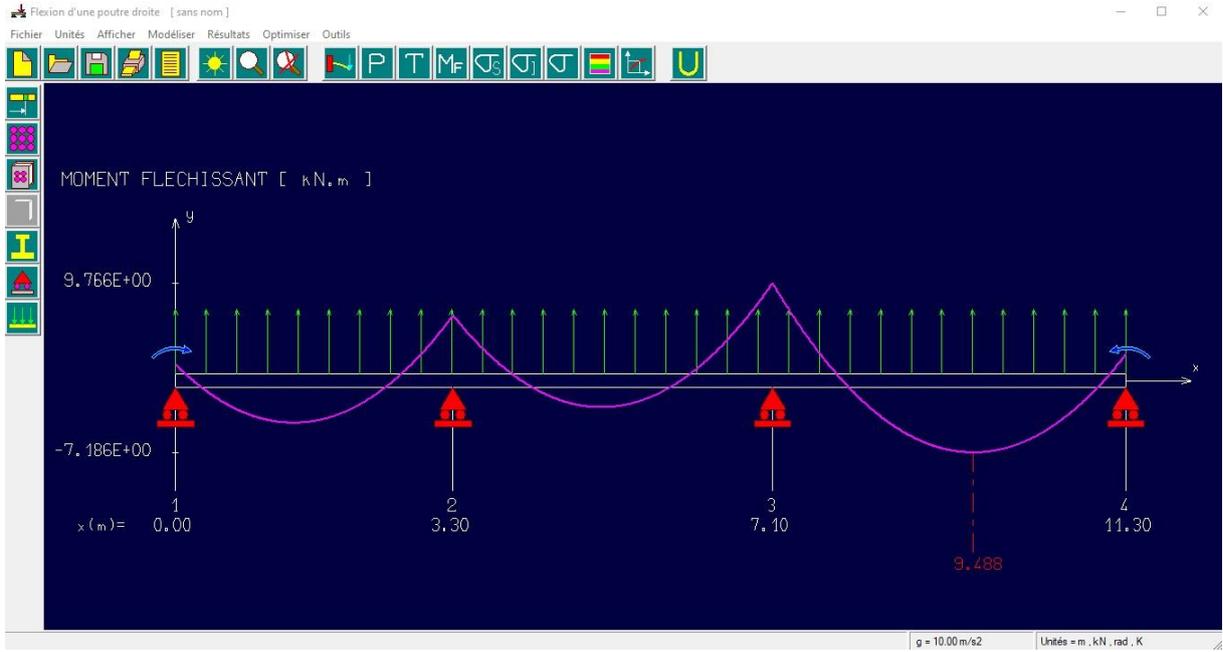


Figure IV.7 : Diagramme de moment fléchissant

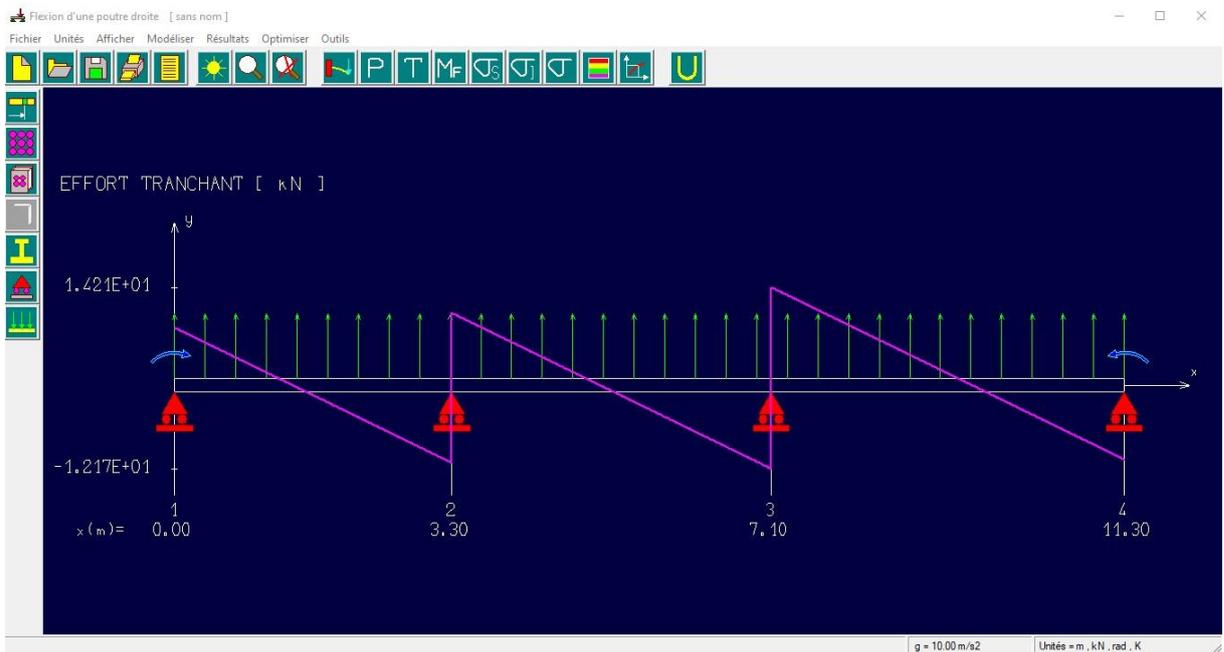


Figure IV.8 : Diagramme des efforts tranchant

ELS:

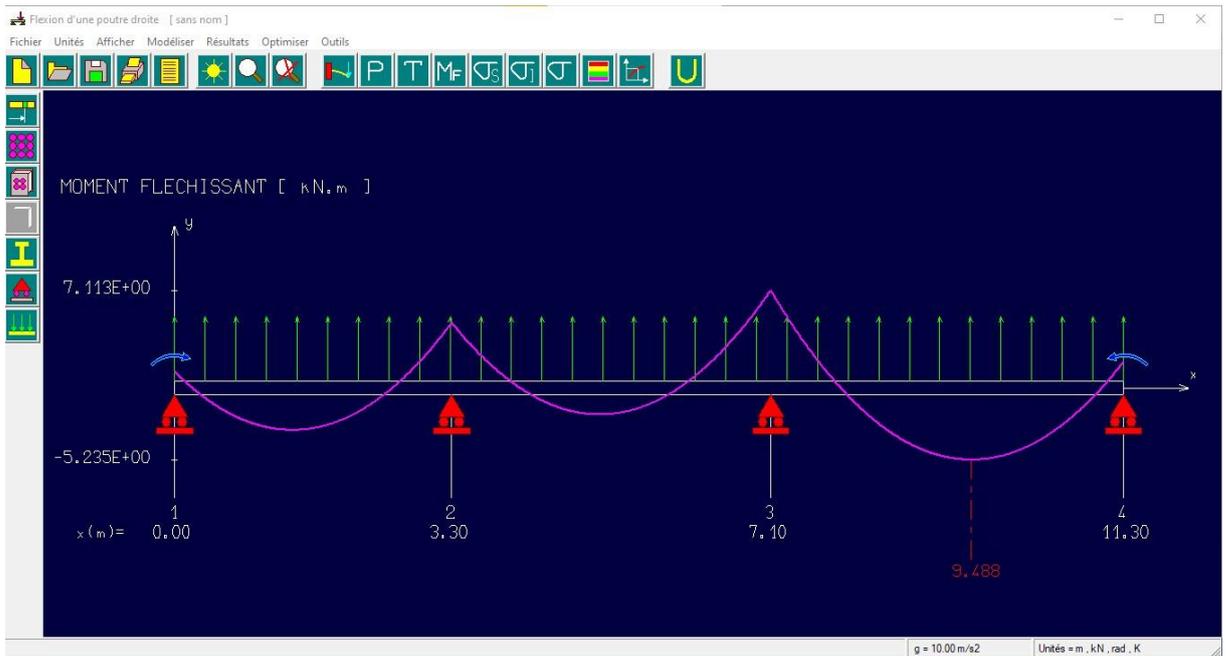


Figure IV.9 : Diagramme du moment fléchissant :

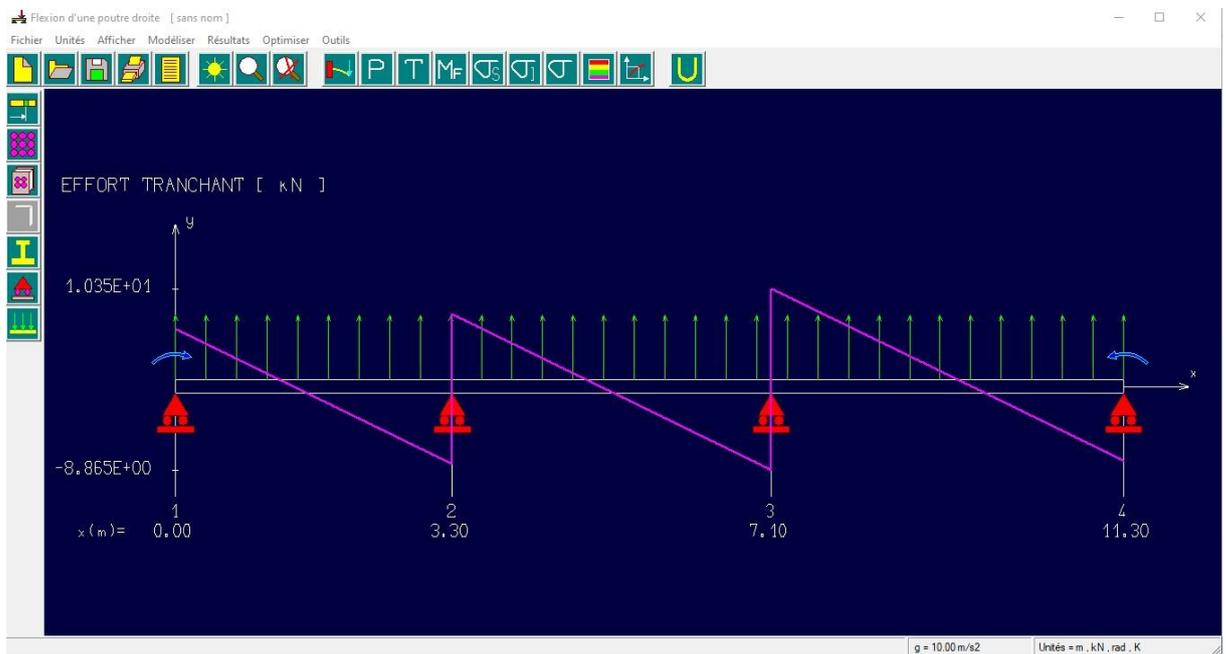


Figure IV.10 : Diagramme des efforts tranchant

Type	ELU				ELS		
	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}	T _{max}	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}
Type 1	6,74	10,81	2,63	14,46	4,91	7,87	1,91
Type 2	7,19	9,77	2,63	12,17	5,23	7,11	1,91
Type 3	5,55	9,94	2,27	13,59	4,04	7,24	1,65
Type 4	6,05	8,77	2,27	13,29	4,40	6,40	1,65

Tableau IV.2 : Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher Terrasse)

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7,19 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,63 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 10,81 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,46 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad E.L.S \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5,23 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 1,91 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 7,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

IV.8 Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l’ELU) :

- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

IV.8.1 Plancher terrasse

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

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7,19 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 2,63 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 10,81 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 14,46 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

IV.8.2 Calcul Des Armatures Longitudinales à (l’E.L.U) :

❖ **En travée :**

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

- On calcule le moment équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 7,19 \text{ KN.m} < M_t = 58,94 \text{ KN.m}$$

Donc l’axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x h_t) = (65 x 30) cm² soumise à :

$$M_{t \max} = 7,19 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,19 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_t = 0,398 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,19 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

IV.8.3 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

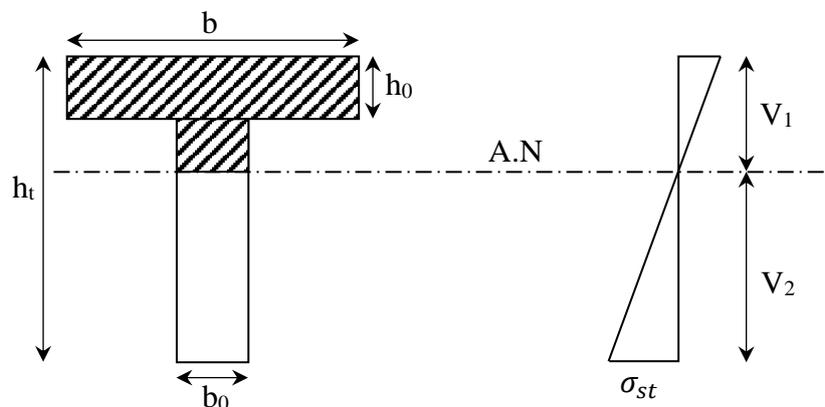


Figure IV.11: Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,16\text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,365\text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

On prend : **3T12** ; ($A_s = 3,39\text{ cm}^2$)

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,81 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,196 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,196 \rightarrow \beta = 0,890$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,81 \times 10^3}{0,890 \times 18 \times 348} = 1,94\text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en Tté) :**

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80\text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,94\text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,80\text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

On prend : **1T12** (filante) + **1T12** (chapeau) ; ($A_s = 2,26\text{ cm}^2$)

❖ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimensions (12 x 30) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,63 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow \beta = 0,9755 \text{ ; } \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,63 \times 10^3}{0,9755 \times 18 \times 348} = 0,43\text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en Tté) :**

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80\text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,43\text{ cm}^2 < A_{\text{min}} = 0,80\text{ cm}^2$ **Condition non vérifiée ;**

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

On prend : **1T12**; ($A_s = 1,13\text{ cm}^2$)

IV.9 Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{\text{ser}}=5,23\text{ KN.m}$)

1. Position de l'axe neutre :

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

$b=65\text{cm}; \eta=15; A'=0; A=3.39 \text{ cm}^2; d=18 \text{ cm}; b_0=12\text{cm}.$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (3,39 + 0)]y - \left[(65 - 12)\frac{4^2}{2} + (15 \times 18 \times 3,39) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,61\text{cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}4,61^3 - (65 - 12)\frac{(4,61 - 4)^3}{3} + 15 \times 0(4,61 - 0,2)^2 + 15 \times 3,39(18 - 4,61)^2$$

$$I = 11235,72 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,23 \times 10^3}{11235,72} \times 4,61 = 2,15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

4. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{14,46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,669 \text{ MPa}$$

5. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,669 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

6. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6\text{ mm}$

7. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40\text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40\text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 16,20\text{ cm} \text{ On Prend: } S_t = 15\text{ cm}$$

8. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$K = 1$ (fissuration très préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1\text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235\text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

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

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

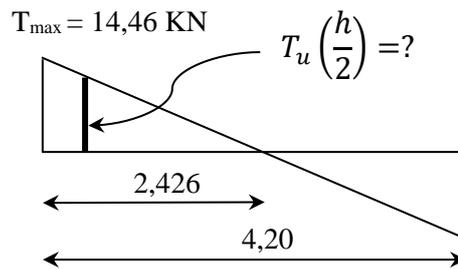


Figure IV.12: Effort tranchant par la méthode des triangles

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

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 14,46\text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,20}{2} + \frac{10,81 - 2,63}{5,96 \times 4,20} = 2,426\text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10\text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,46 \times (2,426 - 0,10)}{2,426} = 13,86\text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13,86 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,77 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,77 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 9,13 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

9. Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,385 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

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

D'après le RPA 99 (version 2003)

- Espacement dans la zone nodale :

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

- Espacement dans la zone courante :

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

10. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,46 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 10,81 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{10,81}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 66,73 \text{ kN}$$

$$F_u = 66,73 \text{ kN} > T_u = 14,46 \text{ kN}$$

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

11. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,46 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0170m = 1,70cm$$

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

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36cm$$

$$a = \min(36cm ; 16,20cm) = 16,20cm$$

a = 16,20cm > 1,70cm **Condition vérifiée.**

12. 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 max ; T = 14,46 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,0 = 3,14$ cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,46 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,947 MPa$$

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

$$\tau_{ser} = 0,947 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

13. 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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

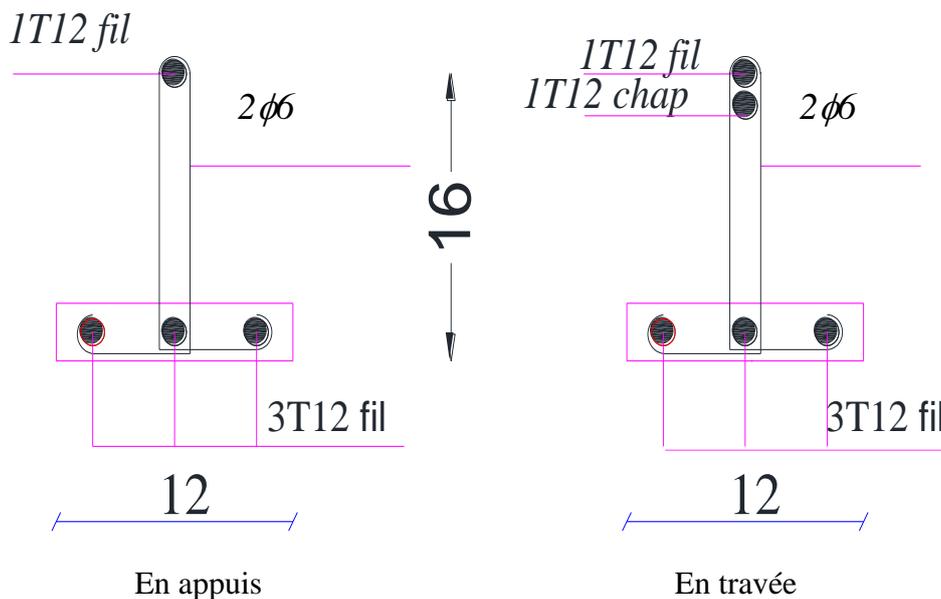
Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$.

IV.9.1 Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,048 > 0,044 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{5,06}{15 \times 9,57} = 0,035 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,12}{12 \times 18} = 0,005 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.9.2 Dessin de ferrailage des poutrelle (Etage terrasse) :



FigureIV.13: Dessin de ferrailage des poutrelles des étage terrasse

IV.10 Etude de la dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

IV.10.1 Calcul du ferrailage de la dalle :

✚ En travée :

➤ Sens L_x :

• Le moment ultime :

$$M_{tx} = 11,76 \text{ KN.m}$$

• Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,76 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,977$

• La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,76 \times 10^3}{0,977 \times 13,5 \times 348} = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Sens L_y :

• Le moment ultime :

$$M_{ty} = 3,8 \text{ KN.m}$$

• Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,8 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $b = 0,993$

• La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,8 \times 10^3}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✚ Sur appuis :

• Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 8,37 \text{ KN.m}$$

• Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,37 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $b = 0,984$

• **La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,37 \times 10^3}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 20 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$), On peut appliquer la formule suivante :

➤ **Sens L_y :**

$$A_{ymin} = 8 \times h_0 (m) = 8 \times 0,20 = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ A_{ty} = 0,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{ymin} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = A_{sy} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \right.$$

➤ **Sens L_x :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,302 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{xmin} = 1,302 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{tx} = A_{sx} = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{xmin} = 1,302 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ax} = A_{xmin} = 1,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

d) Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \varnothing \leq \frac{h_0}{10} \quad \varnothing \leq 15 \text{ mm}$$

✚ **En travée :**

➤ **Sens L_x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Sens L_y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 3T10 \text{ p.m} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✚ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,81 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

Vérification nécessitée de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \overline{\tau_u} = \frac{10 \times h_0}{3} \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y \text{ sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_x \text{ sens } L_y$$

- On calcule V_x et V_y : (Efforts tranchants dus aux charges réparties) :

$$V_x = 32,43 \text{ KN} \quad (\text{Donnée par ETABS})$$

$$V_y = 4,3 \text{ KN} < V_x \quad (\text{Donnée par ETABS})$$

IV.11 Vérification à L'ELS :

IV.11.1 Vérification des contraintes dans le béton :

➤ Suivant L_x :

✚ En travée :

$$M_{tx} = 8,58 \text{ KN.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,50 \text{ cm}$$

- Position de l'axe neutre (y) :

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

$$50 y^2 - 15 \times 3,14 (13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,13 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6077,37 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8580}{6077,37} \times 3,13 = 4,41 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = 4,41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'ELU conviennent.

➤ **Sur appuis :**

$$M_{ix}=6,11 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{ix}=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A'=0 \quad ; \quad \eta=15 \quad ; \quad d=13,50 \text{ cm}$$

• **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$50y^2 - 15 \times 2,01(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6110}{4167,69} \times 2,57 = 3,77 \text{ MPa}$$

• **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = 3,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'ELU conviennent.

➤ **Suivant L_y :**

✚ **En travée :**

$$M_{ix}=2 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{ix}=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A'=0 \quad ; \quad \eta=15 \quad ; \quad d=13,50 \text{ cm}$$

• **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$50y^2 - 15 \times 2,01(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2000}{4167,69} \times 2,57 = 1,23 \text{ MPa}$$

• **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

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

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = 1,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'ELU conviennent.

IV.11.2 Disposition du ferrailage :

A) Arrête des barres :

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

On a : $F_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

B) Cas des charges uniformes :

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

C) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{ij}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{ L_s ; \lambda L_x \}$$

$$\lambda = 0,05 + 0,3 \frac{M_a}{M_{0x}} = 0,14$$

$$L_1 = \max \{ 35,21 ; 0,14 \times 100 \}$$

$$L_1 = \max \{ 35,21 ; 14 \} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ L_s ; \frac{L_1}{2} \right\}$$

$$L_2 = \max \left\{ 35,21 ; \frac{35,21}{2} \right\} = 35,21 \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_1 = L_2$$

D) Arrêt des barres en travée dans les sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$\frac{L_x}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

IV.11.3 Armature finale :

➤ **Suivants L_x :**

$A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10/mL avec $St=25\text{cm}$

$A_a=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8/mL avec $St=25\text{cm}$

➤ **Suivants L_y :**

$A_t=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 3T10/mL avec $St=33\text{cm}$

$A_a=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8/mL avec $St=25\text{cm}$

IV.12 Disposition du ferrailage :

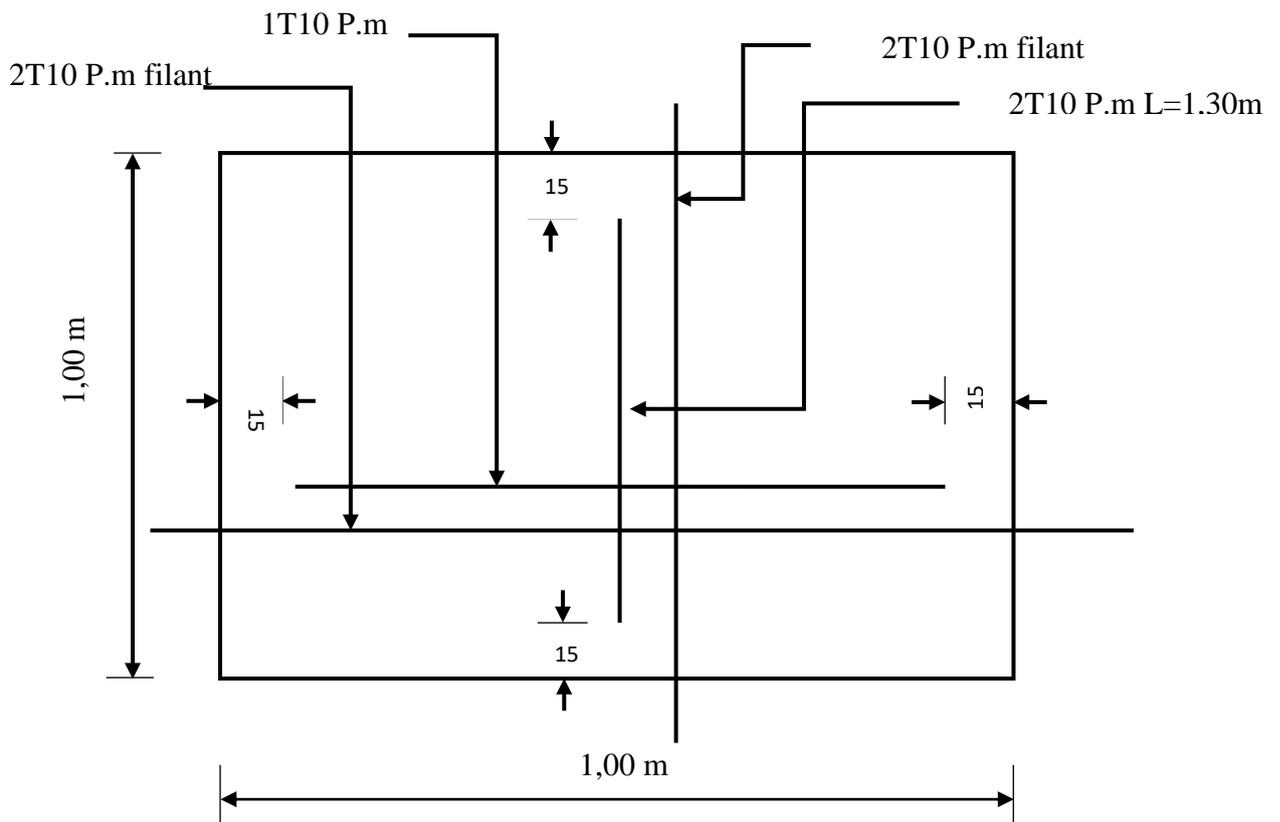


Figure IV.14 : Ferrailage inferieur (travée) du panneau de dalle plein

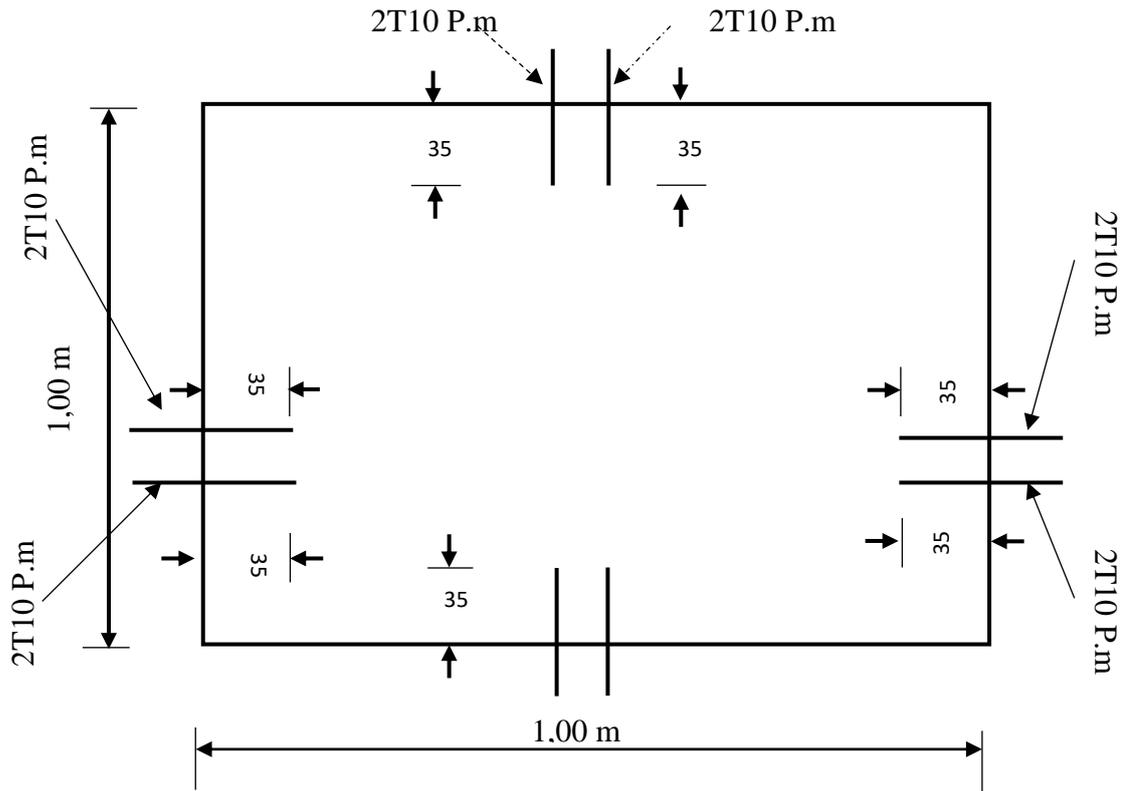


Figure IV.15 : Ferrailage supérieur (sur appuis) du panneau de dalle plein

Chapitre V :

Etude sísmique



V.1 Introduction:

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. L'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de la structure :Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

V.2 Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ✚ Par la méthode statique équivalente.
- ✚ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ (Par la méthode d'analyse dynamique par accéléré grammes.)

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III.a groupe d'usage 2. Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S2. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETAPS 9.6**).

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le RPA99 (pas de régularité en plan (3.5.1.a1) et selon l'article (4.1.2.b Zone III) et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode dynamique :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses pour cela l'utilisation des méthodes numériques est devenue indispensable.

L'utilisation de logiciel de calcul par élément finis **ETABS** avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propre d'une structure donnée.

V.3 Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

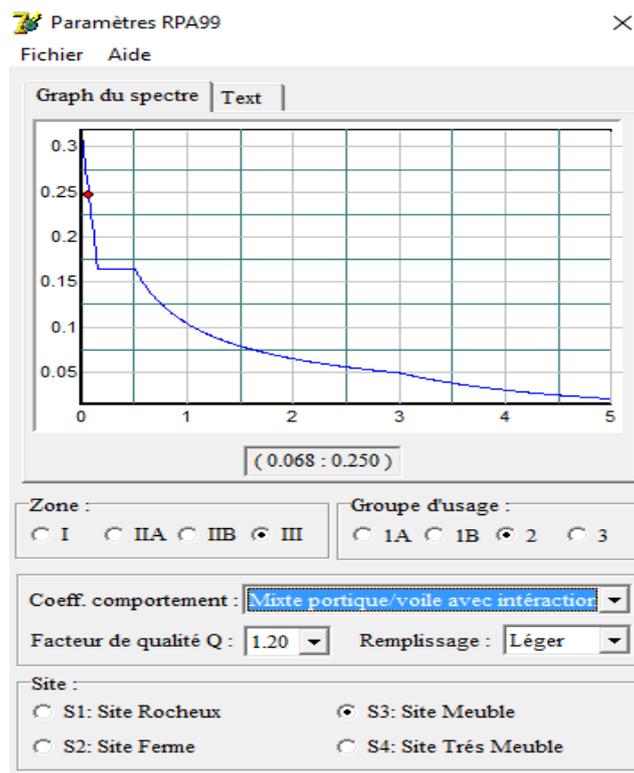


Figure V.1: Courbe de spectre de réponse

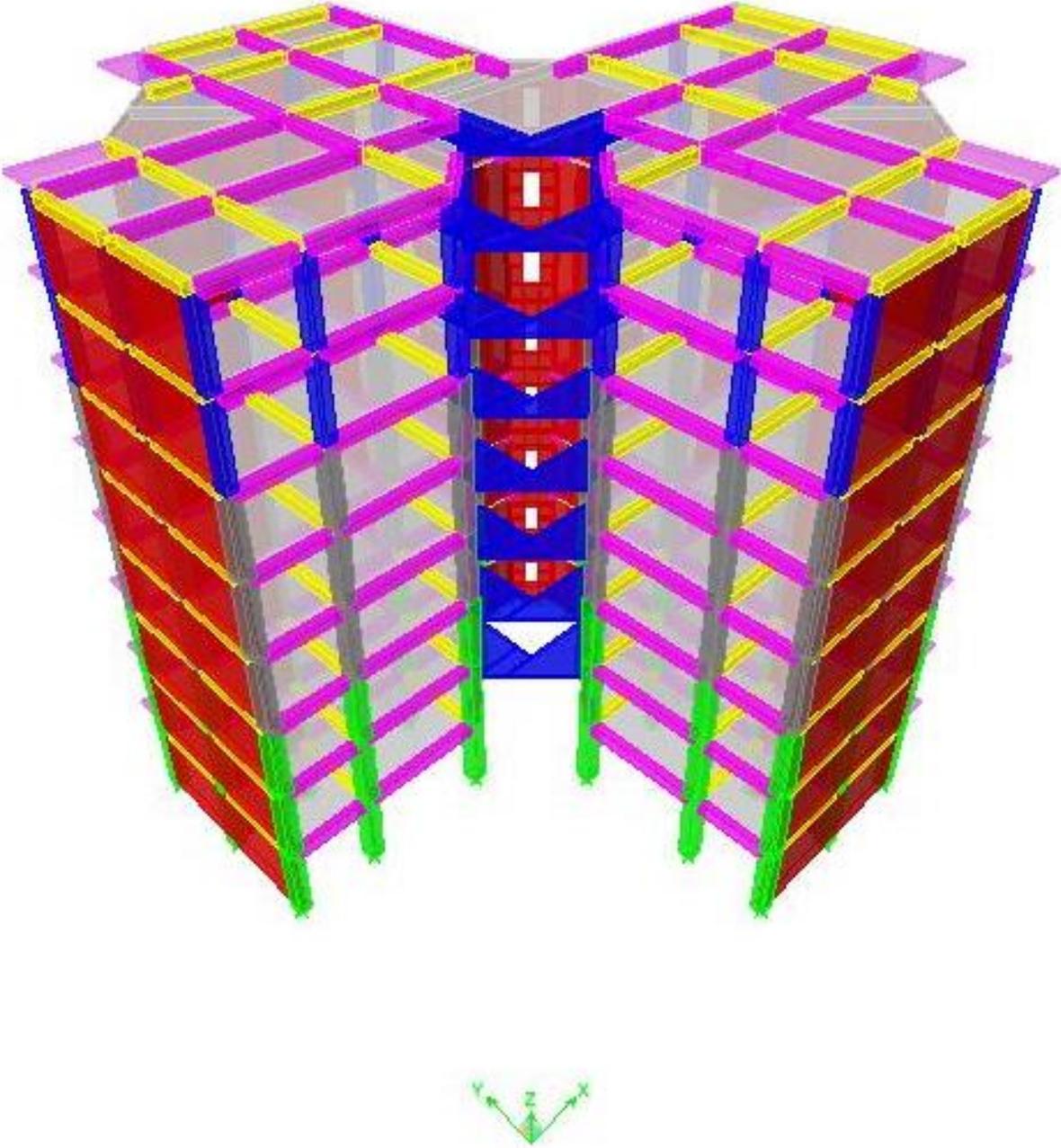


Figure V.2: Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4 Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✚ respect de la réglementation parasismique.
- ✚ conception architecturale parasismique.
- ✚ mise en œuvre soigné.

V.5 Evaluation des efforts sismiques :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ seconde} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{seconde} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**).

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

- **ξ :** Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (**tableau 4.2**).
- **R :** Coefficient de comportement de la structure RPA99 (**tableau 4.3**).
- **Q :** Facteur de qualité (**tableau 4.4**).
- **T1, T2 :** Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (**tableau 4.7**)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.1: Pourcentage d’amortissement critique

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} = 0,935 \geq 0,7$

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1+\Sigma Pq$

Les critères de qualité « q » :

Critère q	P _q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l’exécution	0	0,10

Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité

$Q = 1+(0,05+0,05+0,05+0,05)$

$Q = 1,20$

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$T1 = 0,15s$ $T2 = 0,50 s$ (Tableau 4.7.RPA99).

Les valeurs du coefficient d’accélération de zone « A » sont données comme la zone;

$\left\{ \begin{array}{l} - Zone sismique III \\ - Groupe d'usage 2 \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$ (Tableau 4.1.RPA99)

Coefficient de comportement globale de structure(R):

Sa valeur unique est donnée par le « **Tableau 4.3.RPA99** » en fonction du système de contreventement, **R= 5 (Mixte portiques/voiles avec interaction).**

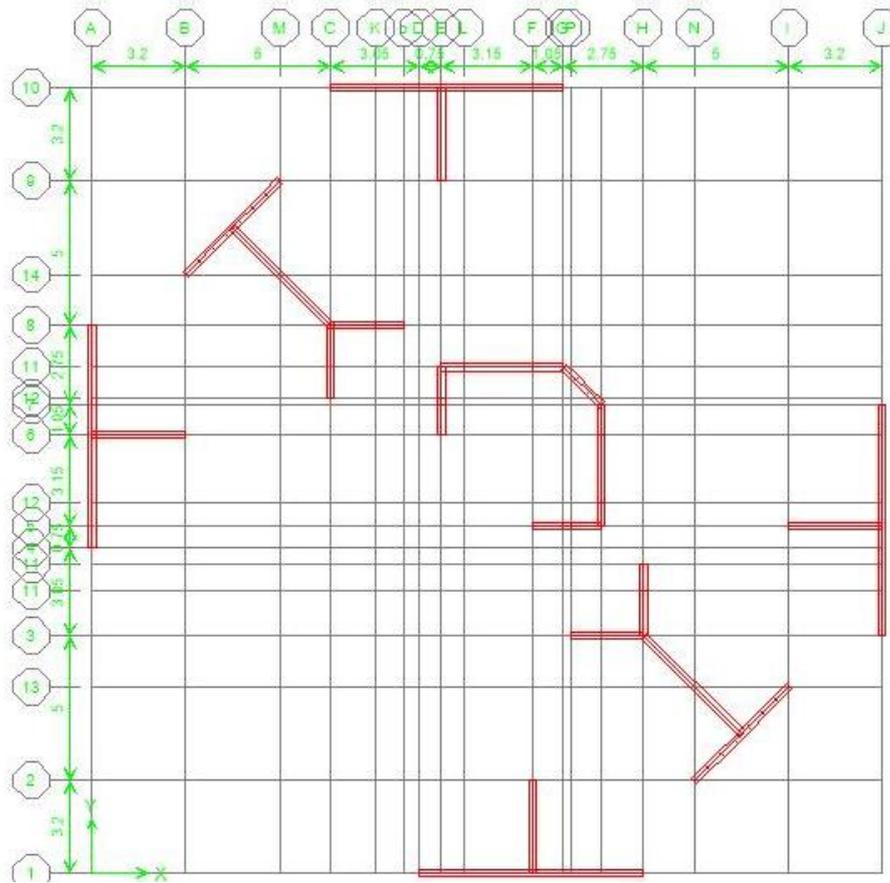


Figure V.3 Disposition des voiles contreventement

1 - Les résultats :

Mode	Période	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y
1	0,304113	34,9367	34,3296	34,9367	34,3296
2	0,253127	28,0785	29,1942	63,0152	63,5239
3	0,213888	6,9042	6,492	69,9194	70,0159
4	0,073403	9,7566	10,7269	79,676	80,7428
5	0,062855	9,9931	8,957	89,6691	89,6999
6	0,052291	0,4603	0,3751	90,1294	90,075
7	0,035903	2,2975	3,47	92,427	93,545
8	0,030744	3,3522	2,0556	95,7792	95,6006
9	0,025455	0,0837	0,052	95,8629	95,6526
10	0,024333	0,5411	0,9024	96,404	96,5549
11	0,024279	0,2741	0,603	96,6781	97,1579
12	0,02136	0,2791	0,0544	96,9572	97,2123

Tableau V.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Sens transversal : $\sum U_x = 92,427 > 90\%$ Condition vérifiée.

Sens longitudinal : $\sum U_y = 93,545 > 90\%$ Condition vérifiée.

✚ justification de la sécurité :

Remarque

Pour ce cas de modélisation, nous avons :

T_{dyn} : La période fondamentale obtenue le calcul numérique par le biais du logiciel ETABS

$T (dyn) = 0,30 s$

1) 1^{er} formule $T_1 = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}}$ RPA 99 (Article .4.2.4).

2) 2^{eme} formule $T_1 = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}}$

Avec : $T = 1,3 \times \min (T_1 ; T_2)$

h_c : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(D), L_x, y : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$h_c = 26,98 m$

$C_T = 0,05 RPA$ (tableau 4.6)

$$T_1 = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (24,48)^{\frac{3}{4}} = 0,55s$$

$$T_x = T_y = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{27,15}} = 0,42s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

On a : $1,3 \times (T_x = T_y) = 1,3 \times 0,42 = 0,546 > T_y (dyn) = 0,30 s$

la condition est vérifiée

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

Tdynamique	Tstatique	1,3Tstatique	Tdynamique < 1,3*T empirique
0,30	0,42	0,55	Condition vérifiée

Tableau V.4: Vérification de la période fondamentale

- interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 9.6
- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X :

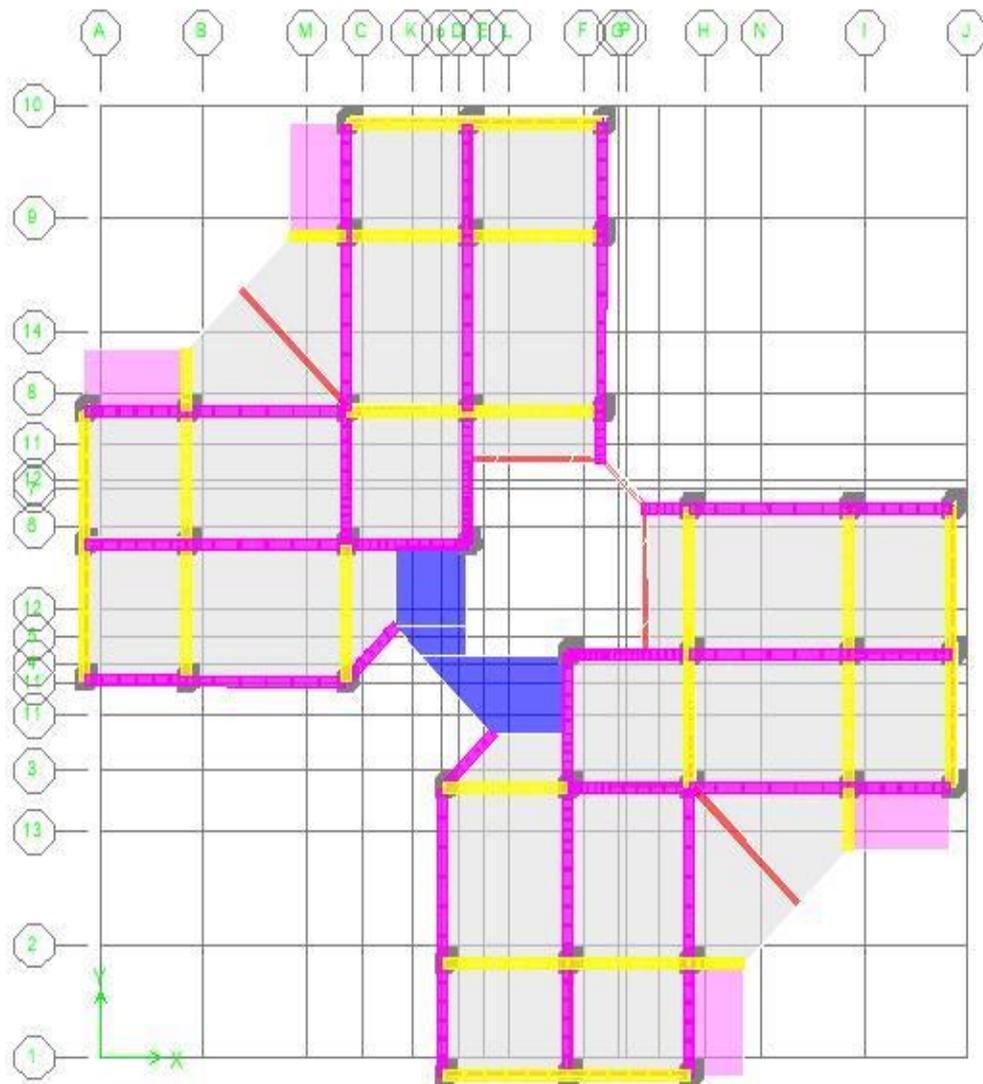


Figure IV.4 : 1er mode de déformation (translation suivant x-x).

-Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y:

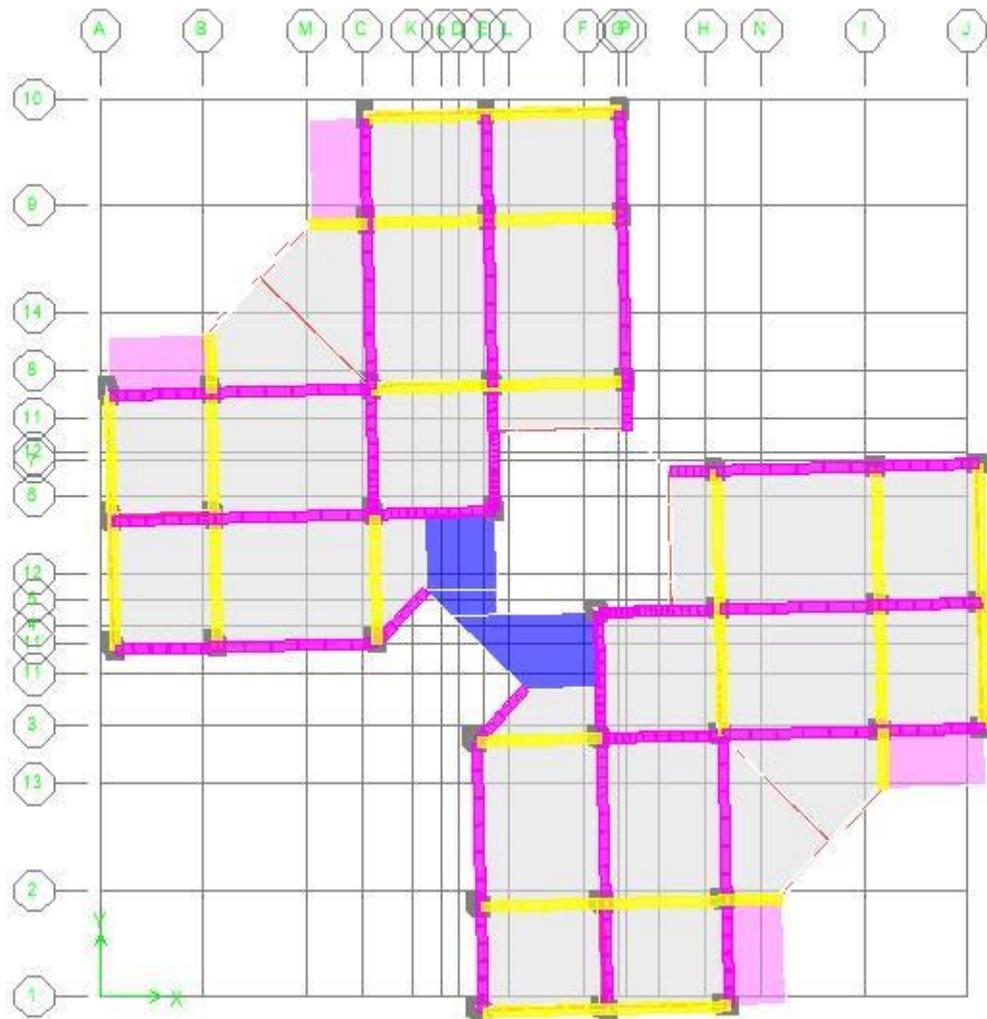


Figure IV.5 : 2ème mode de déformation (translation suivant y-y).

-Le 3eme mode est mode torsion pure :

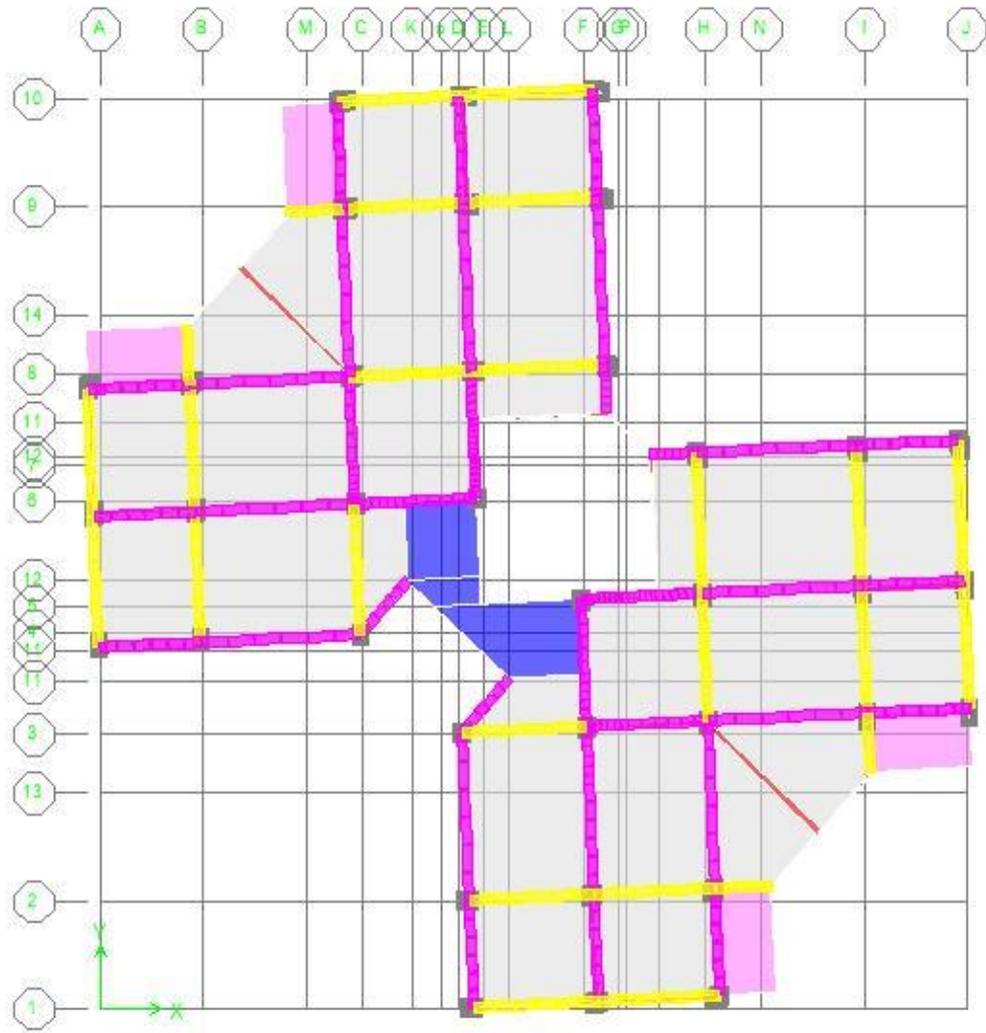


Figure IV.6 : 3ème mode de déformation (torsion au tour de z-z).

✚ Poids de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i de la structure. D'après le (RPA 99/V2003) le poids total de la structure W est égal à la somme des

poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

STORY	Mass X =Mass Y
STORY1	329,5585
STORY2	329,5585
STORY3	327,306
STORY4	325,171
STORY5	325,3081
STORY6	319,3697
STORY7	314,2542
STORY8	273,5827
$\sum_8^1 Mass = 2544,1087$	

Tableau V.5: Le poids de structure

$$W = \sum_1^8 M \times 9,81 = 2544,1087 \times 9,81$$

$$W = 24957,7063$$

V.6 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots Si 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots \dots \dots Si T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec}. \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3,00}{T}\right)^{5/3} \dots \dots \dots Si T \leq 3,0 \text{sec}. \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (RPA.tableau4.7) :

Pour une sole ferme (S2) : $T_2 = 0,40s$

Donc : $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \Rightarrow 0,40 \leq 0,42 \leq 3,0 \text{sec}$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,935 \times \left(\frac{0,40}{0,42}\right)^{2/3} = 2,26$$

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage
 $1\%h_e = 0,0306$; **donc la condition est vérifiée.**

V.7 calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$V_{stat} = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,25 \times 2,26 \times 1,20}{5} \times 24957,7063$$

$$V_{stat} = 3384,2649 \text{KN}$$

Selon le **RPA99/V2003 (Article 4.3.6)** On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$V_t < 0.80 V$$

a) Sens longitudinal et Sens transversale :

	$V_{dynamique}$	$V_{statique(KN)}$	$80\% V_{statique}$	$0,8\% V_{sta} < V_{dyn}$
Sens X-X	5157,09	3384,2649	2707,412	CV
Sens Y-Y	5157,09	3384,29649	2707,412	CV

Tableau V.6: Vérification de la force sismique à la base

V.8 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R . \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (**$R=5$**).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/version2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage.

✚ Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%he (m)	1%he $\geq \Delta_k$
7	0,0047	0,0235	0,0035	0,0306	CV
6	0,004	0,02	0,0035	0,0306	CV
5	0,0033	0,0165	0,004	0,0306	CV
4	0,0025	0,0125	0,0035	0,0306	CV
3	0,0018	0,009	0,003	0,0306	CV
2	0,0012	0,006	0,003	0,0306	CV
1	0,0006	0,003	0,002	0,0306	CV
R.D.C	0,0002	0,001	0,001	0,0306	CV

Tableau V.7: Déplacements relatifs à chaque niveau suivant X

Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%he (m)	1%he $\geq \Delta_k$
7	0,0048	0,024	0,0035	0,0306	CV
6	0,0041	0,0205	0,004	0,0306	CV
5	0,0033	0,0165	0,0035	0,0306	CV
4	0,0026	0,013	0,0035	0,0306	CV
3	0,0019	0,0095	0,0035	0,0306	CV
2	0,0012	0,006	0,0025	0,0306	CV
1	0,0007	0,0035	0,0025	0,0306	CV
R.D.C	0,0002	0,001	0,001	0,0306	CV

Tableau V.8: Déplacements relatifs à chaque niveau suivant Y

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.9.1 L'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}	$e_x = X_{CM} - X_{CR}$	$5\%(L_x)$
STORY1	329,5585	13,233	13,899	0,666	1,3575
STORY2	329,5585	13,233	14,118	0,885	1,3575
STORY3	327,306	13,232	14,324	1,092	1,3575
STORY4	325,171	13,23	14,493	1,263	1,3575
STORY5	325,3081	13,231	14,625	1,394	1,3575
STORY6	319,3697	13,228	14,725	1,497	1,3575
STORY7	314,2542	13,226	14,801	1,575	1,3575
STORY8	273,5827	13,158	14,855	1,697	1,3575

Tableau V.9 : Vérification de l'excentricité suivant e_x

Story	M_y	Y_{CM}	Y_{CR}	$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$	$5\%(L_y)$
STORY1	329,5585	13,721	13,957	0,236	1,3575
STORY2	329,5585	13,721	14,153	0,432	1,3575
STORY3	327,306	13,721	14,355	0,634	1,3575
STORY4	325,171	13,717	14,517	0,8	1,3575
STORY5	325,3081	13,722	14,642	0,92	1,3575
STORY6	319,3697	13,723	14,736	1,013	1,3575
STORY7	314,2542	13,724	14,808	1,084	1,3575
STORY8	273,5827	13,725	14,858	1,133	1,3575

Tableau V.10 : Vérification de l'excentricité suivant e_y

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 « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.3)}.$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(**Article 4.2.5 RPA99/V2003**)

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \dots \dots \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.6)}$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} Si; T > 0,7 \text{ sec} \dots \dots \dots F_t = 0,7 \times T \times V \\ Si; T \leq 0,7 \text{ sec} \dots \dots \dots F_t = 0 \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : **T = 0.30 < 0.7 Sec.**

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i \dots \dots \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.5)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: Poids revenant au plancher i ; j.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $\theta_k \leq 0,1$ effet P-delta peut être négligé .
- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Niveau	H(m)	P _k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ <0,10	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ <0,10
R.D.C	3,06	2544,1087	0,001	5157,09	0,00016	0,001	5166,15	0,00016
1	3,06	2214,5502	0,002	4956,47	0,00029	0,0025	4964,93	0,00036
2	3,06	1884,9917	0,003	4605,11	0,00040	0,0025	4614,95	0,00033
3	3,06	1557,6857	0,003	4173,77	0,00036	0,0035	4181,11	0,00042
4	3,06	1232,5147	0,0035	3668,5	0,00038	0,0035	3675,88	0,00038
5	3,06	907,2066	0,004	3072,4	0,00038	0,0035	3079,32	0,00033
6	3,06	587,8369	0,0035	2338,97	0,00028	0,004	2340,6	0,00032
Terrasse	3,06	273,5827	0,0035	1306,54	0,00023	0,0035	1310,21	0,00023

Tableau V.11 : Vérification à l'effet P-Δ

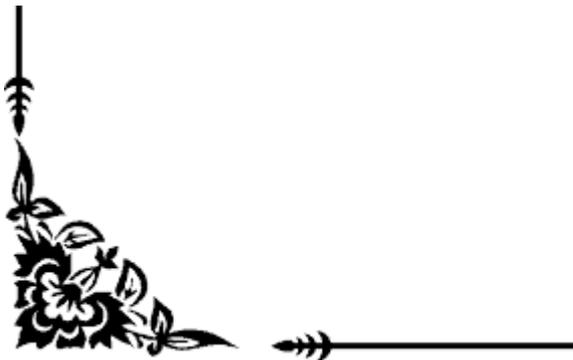
Conclusion :

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-Δ (Stable). On peut passer au ferrailage des éléments de la structure.



Chapitre VI :

Etude des Portiques



VI.1.Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel **ETABS 9.6** a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2. Combinaisons des charges :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [**BAEL 91** et **R.P.A 99/V2003**].

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

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

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**).

- G + Q ± E
- 0,8 G ± E

Etat	E.L.U (BAEL 91)		E.L.S (BPA 99/V 2003)	
	Les poteaux	Les poutres	Les poteaux	Les poutres
Les combinaisons	1,35 G + 1,5 Q	1,35 G + 1,5 Q	G + Q G + Q ± 1,2 0,80G ± E	G + Q G + Q ± E 0,80G ± E

Tableau VI.1 : Les Combinaisons des charges

VI.3 Ferrailage des poutres :

En général, Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures Longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETAPS 9.6** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/V2003** et **BAEL 91** suivantes :

Sollicitations du 1^{ier} genre (**BAEL 91**) :

$$S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (**RPA 99/V2003**) : $\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

$$si : \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15; \text{On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15; \text{On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1,15$, $f_{c28} = 25MPa$, $\sigma_b = 18,48MPa$

Acier : $\gamma_s = 1$, $\sigma_s = 400MPa$

Situation normale ou durable :

Béton: $\gamma_b = 1,5$, $f_{c28} = 25MPa$, $\sigma_b = 14,17MPa$

Acier : $\gamma_s = 1,15$, $\sigma_s = 400MPa$

VI.3.1 Les armatures Longitudinales :

D'après le **RPA 99/V2003** on a :

✚ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5% (zone III) : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

✚ Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement :

$$\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$$

✚ Le diamètre minimum est de 12 mm ;

✚ La longueur minimale des recouvrements est de : 50Φ en zone III

✚ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Pour la conception de nos poutres, nous avons 2 types de poutre à ferrailer :

✚ Poutre principale (45×30) cm^2

✚ Poutre principale (40×30) cm^2

Pour la conception de nos poteaux, nous avons 3 types de poteaux à ferrailer :

✚ Poteaux (55×55) cm^2 : pour les niveaux (R.D.C-1^{er} – 2^{ème} Étage).

✚ Poteaux (50×50) cm^2 : pour les niveaux (3^{ème} – 4^{ème} – 5^{ème} Étage).

✚ Poteaux (45×45) cm^2 : pour les niveaux (6^{ème} – 7^{ème} Étage).

VI.3.2 Poutres principales : (30x45) cm² :(plancher terrasse)**➤ Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme (**ETAPS 9.6**).

➤ Armatures longitudinales :

$$A_{\min}=0,5\%b.ht=0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max1}=4\%b.ht=4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max2}=6\% b.ht=6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

• En appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 75,21 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 105,67 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,40 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp2}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=45\text{cm}$.
- Hauteur utile des Aciers tendus $d=0.9 \times h=40,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des Aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration préjudiciable.

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{105,67 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,152 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,917$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{105,67 \times 10^3}{0,917 \times 40,5 \times 348} = 8,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{cat}} = 8,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 8,18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6T14** ce qui nous donne $A = 9,24 \text{ cm}^2$

• En travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 48,84 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 50,88 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,04 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{48,84 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48,84 \times 10^3}{0,964 \times 40,5 \times 348} = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 3,59 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12+3T14** ce qui nous donne **A = 8,01 cm²**

Vérification du ferrailage de la poutre :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{348} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{130,43 \times 10^3}{(30 \times 40,5) \times 10^2} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{12,86 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{36,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99/V2003** :

$$\text{En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1 \right\} = \min \{11,25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_c}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,54; 0,4\} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,54 \times 30}{235} = 0,069 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,069 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$T = 130,43; M_{ap} = 48,84 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{48,84}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 133,99 \text{ kN} > 130,43 \text{ kN}$$

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

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 130,43 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,065 \text{ m} = 6,5 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 36,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 5,2 \text{ cm}; \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

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

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

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

T : Effort tranchant maximum ; T = 130,43 kN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{130,43 \times 10^3}{36,4 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,36 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Ancrage des armatures tendues :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• La longueur de recouvrement :

D'après le **RPA 99/V2003**, la longueur minimale de recouvrement est est de 50Φ en zone III de :

$$\left[\begin{array}{l} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 34,167 \text{ KN.m}; A = 9,24 \text{ cm}^2$$

A. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 138,6y - 5613,3 = 0 \rightarrow y = 15,27 \text{ cm}$$

B. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 15,27^3}{3} + (15 \times 9,24 \times (40,5 - 15,27)^2) = 123831,73 \text{ cm}^4$$

C. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{34,167 \times 10^3}{123831,73} \times 15,27 = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{34,167 \times 10^3}{123831,73} \times (40,5 - 15,27) = 11,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 11,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3 Vérification de la flèche :

$$M_{t,ser} = 34,167 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(28,053 + 6,14) \times 3,80^2}{8} = 61,72 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{380} = 0,118 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{45}{380} = 0,118 > \frac{34,167}{10 \times 61,72} = 0,055 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,24}{30 \times 40,5} = 0,0076 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.4 Poutres secondaire (intermédiaire) (30x40) cm² (plancher Terrasse) :

➤ **Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme (ETAPS 9.6).

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

• **En appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 29,85 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 89,69 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 3 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp2}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des Aciers tendus $d = 0,9 \times h = 36,00 \text{ cm}$.
- Contrainte des Aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration préjudiciable.

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{89,69 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,163 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9105$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{89,69 \times 10^3}{0,9105 \times 36 \times 348} = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 7,86 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 7,86 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 29,76 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 55,32 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,85 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp2}$$

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{55,32 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,100 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,947$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55,32 \times 10^3}{0,947 \times 36 \times 348} = 4,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 4,66 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

Vérification du ferrailage de la poutre :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{348} = 1,499 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{121,68 \times 10^3}{(30 \times 36) \times 10^2} = 1,126 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,126 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{11,43 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99/V2003** :

$$\text{En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1 \right\} = \min \{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,56; 0,4\} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,56 \times 30}{235} = 0,071 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,071 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$T = 121,68; M_{ap} = 89,69 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{89,69}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 276,82 \text{ KN} > 121,68 \text{ KN}$$

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

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\frac{\sigma_b}{\gamma_b} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 121,68 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,061m = 6,10cm$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 32,4\text{cm}) = 26 \text{ cm}; a > 6,10\text{cm}; \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **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 : Effort tranchant maximum ; T = 121,68 kN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{121,68 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,422 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,422 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur que doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **La longueur de recouvrement :**

D'après le **RPA 99/V2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70\text{cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60\text{cm} \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 21,721\text{KN.m}; A = 8,01 \text{ cm}^2$$

E. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 120,15y - 4325,40 = 0 \rightarrow y = 13,44 \text{ cm}$$

F. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13,44^3}{3} + (15 \times 8,01 \times (36 - 13,44)^2) = 85427,93 \text{ cm}^4$$

G. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,721 \times 10^3}{85427,93} \times 13,44 = 3,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{21,721 \times 10^3}{85427,93} \times (36 - 13,44) = 9,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 9,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.5 Vérification de la flèche :

$$M_{t,ser} = 21,721 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(18,26 + 3,45) \times 3,80^2}{8} = 39,19 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{380} = 0,105 > 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{40}{380} = 0,105 > \frac{21,721}{10 \times 39,19} = 0,055 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 36} = 0,0074 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Poutres principales :

✚ Poutres (intermédiaire) ;

Niveau	Section	Moment (KN.m)		T _{max} (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	75,21	105,67	130,43	6,75	8,18	6T14= 9,24
	Travée	48,84	50,88			3,59	3T12+3T14= 8,01
Etage courant	Appuis	73,97	119,10	165,76	6,75	9,33	3T14+3T16 = 10,65
	Travée	46,22	61,12			4,54	3T12+3T14= 8,01

Tableau VI.2 : Poutres principales (intermédiaires)

✚ Poutres (de rive):

Niveau	Section	Moment (KN.m)		T _{max} (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	146,04	107,11	89,34	6,75	11,75	6T16= 12,06
	Travée	36,87	30,01			2,69	3T12+3T14= 8,01
Etage courant	Appuis	144,26	105,26	109,49	6,75	11,60	6T16= 12,06
	Travée	32,13	45,27			3,32	3T12+3T14= 8,01

Tableau VI.3 : Poutres principales (de rive)

Poutres Secondaires :

✚ Poutres (intermédiaire)

Niveau	Section	Moment (KN.m)		T _{max} (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	29,85	89,69	121,68	6,00	6,84	3T12+3T14= 8,01
	Travée	29,76	55,32			4,10	3T12+3T14= 8,01
Etage courant	Appuis	31,54	104,65	156,35	6,00	8,09	3T12+3T14= 8,01
	Travée	32,71	73,41			5,51	3T12+3T14= 8,01

Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (intermédiaires)

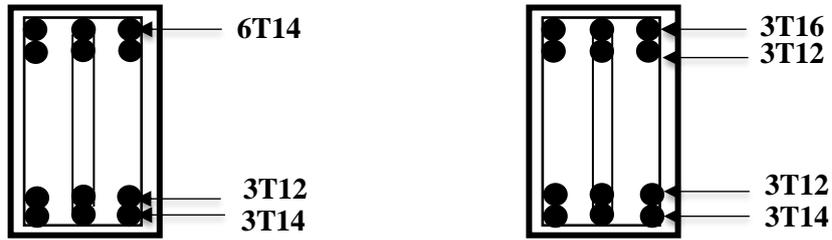
✚ Poutres (de rive):

Niveau	Section	Moment (KN.m)		T _{max} (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	8,07	5,99	14,85	6,00	0,58	6T12=6,79
	Travée	5,95	4,40			0,42	6T12= 6,79
Etage courant	Appuis	4,21	3,50	7,69	6,00	0,30	6T12=6,79
	Travée	3,10	2,50			0,22	6T12= 6,79

Tableau VI.5 : Poutres Secondaires (de rive)

✚ Poutres Principales (30x45) cm²

Poutres intermédiaires :



Terrasse

Étage

Poutres de rive

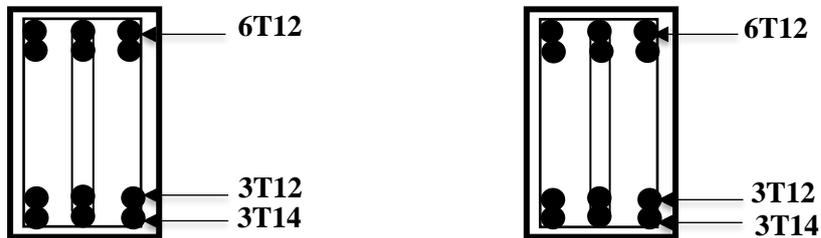
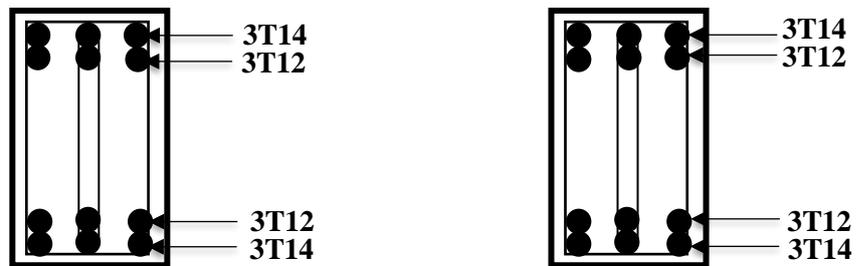


Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

✚ Poutres secondaires (30x40) cm²

Poutres intermédiaires :



Terrasse

Étage courant

Poutres de rive

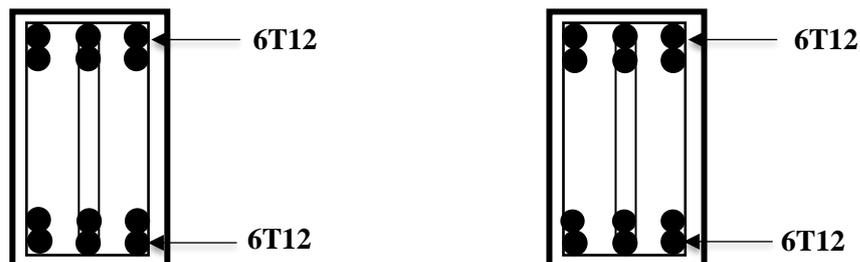


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires

VI.4 Ferrailage des poteaux :• **Méthode de calcul :**

Les poteaux sont des éléments calculés en flexion composée et sont soumise à un effort normal 'N' et un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

Sollicitations de 1^{ème} genre (**BAEL 91**) :

$$\left\{ S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_3 \end{cases} \right.$$

Sollicitations 2^{ème} genre (**RPA 99/V2003**) :

$$\left\{ \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_6 \end{cases} \right.$$

Situation accidentelle:

Béton : $\gamma_b = 1,15$, $f_{c28} = 25MPa$, $\sigma_b = 18,48MPa$

Acier : $\gamma_s = 1$, $\sigma_s = 400MPa$

Situation normale ou durable:

Béton: $\gamma_b = 1,5$, $f_{c28} = 25MPa$, $\sigma_b = 14,17MPa$

Acier : $\gamma_s = 1,15$, $\sigma_s = 400MPa$

VI.4.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/V2003 :

✚ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.

✚ Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III).

$$A_{\min} = 0,9\% \times b \times h_t$$

✚ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement.

$$\left\{ \begin{aligned} A_{\max 1} &= 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} &= 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{aligned} \right.$$

✚ Le diamètre minimum est de 12 mm .

✚ La longueur minimale des recouvrements est de 50Φ en zone III .

✚ La distance entre les barres verticales doit être inférieure à 20 cm en zone III.

✚ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,9\% \times b \times h$	$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h$	$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h$
Type 1 (55x55) cm ²	27,23 (cm ²)	121 (cm ²)	181,5 (cm ²)
Type 2 (50 x 50) cm ²	22,50 (cm ²)	100 (cm ²)	150 (cm ²)
Type 3 (45 x 45) cm ²	18,23 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5(cm ²)

Tableau VI.6 : Les pourcentages minimal des Aciers

Niveau		(55x55) cm ²	(50x50) cm ²	(45x45) cm ²	
Poteau	combinaison	type I R.D.C....2 ^{er}	typeII 3 ^{eme}5 ^{eme}	typeIII 6 ^{eme}7 ^{eme}	
1 ^{er} genre	A ₁	$N_{\max} (KN)$	1484,43	908,81	355,34
		$M_{cor} (KN.m)$	0	47,83	37,96
	A ₂	$N_{\min} (KN)$	305,56	128,01	17,35
		$M_{cor} (KN.m)$	4,78	5,02	5,31
	A ₃	$M_{\max} (KN.m)$	66,15	51,77	62,54
		$N_{cor} (KN)$	1290,86	539,04	160,77

Tableau VI.7 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Niveau		(55x55) cm ²	(50x50) cm ²	(45x45) cm ²	
Poteau	Combinaison	type I R.D.C....2 ^{er}	typeII 3 ^{eme}5 ^{eme}	typeIII 6 ^{eme}7 ^{eme}	
2 ^{eme} genre	A ₄	$N_{max} (KN)$	1701,22	758,80	283,32
		$M_{cor} (KN.m)$	16,759	28,503	39,659
	A ₅	$N_{min} (KN)$	1035,09	348,97	23,9
		$M_{cor} (KN.m)$	6,198	11,89	6,946
	A ₆	$M_{max} (KN.m)$	69,01	87,678	78,56
		$N_{cor} (KN)$	621,46	252,71	76,85

Tableau VI.8 : Les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre

VI.4.2. Exemple de calcul :

le poteau plus sollicité (55x55)cm² :

- ✚ Dimension du poteau (55 x 55) cm²
- ✚ Enrobage c = 2,5 cm
- ✚ Hauteur utile d = 49,5 cm
- ✚ Contrainte d'acier $f_e = 400$ MPa
- ✚ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c\ 28} = 25$ MPa
- ✚ Contrainte limite de traction de béton $f_{t\ 28} = 2,1$ MPa
- ✚ Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre :

a)

$$N_{max} = 1484,43KN$$

$$M_{cor} = 0KN.m$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0}{1484,43} = 0 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1484,43 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0 \right) = 326,57 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,55 \times 0,55 \\ 1484,43 \times 0,495 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1484,43 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1484,43 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 326,57 \text{ KN.m} < 718,49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

b)

$$N_{\min} = 305,56 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 4,78 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,78}{305,56} = 0,015 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 305,56 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,015 \right) = 71,81 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,55 \times 0,55 \\ 305,56 \times 0,495 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{305,56 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 305,56 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 71,81 \text{ KN.m} < 83,52 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

c)

$$N_{\text{cor}} = 1290,86 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 66,154 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{66,154}{1290,86} = 0,05 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1290,86 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,05 \right) = 219,45 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,55 \times 0,55 \\ 1290,86 \times 0,495 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1290,86 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1290,86 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 219,45 \text{ KN.m} < 460,00 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

Combinaison de 2^{er} genre :

a)

$$N_{\max} = 1701,22 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 16,759 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,759}{1701,22} = 0,009 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1701,22 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,009 \right) = 389,58 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,55 \times 0,55 \\ 1701,22 \times 0,495 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1701,22 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1701,22 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 389,58 \text{ KN.m} < 1066,65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

b)

$$N_{\min} = 1035,09 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 6,198 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,198}{1035,09} = 0,005 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1035,09 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,005 \right) = 232,89 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,55 \times 0,55 \\ 1035,09 \times 0,495 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1035,09 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1035,09 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 232,89 \text{ KN.m} < 194,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_s Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

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

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 253,60 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc} = 707,688 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \{ 253,60 \text{ KN.m} < 707,688 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{253,53 \times 10^3}{55 \times 49,5^2 \times 14,17} = 0,132$$

$$\beta = 0,929$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{253,53 \times 10^3}{0,929 \times 49,5 \times 348} = 15,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 15,84 - \frac{1035,09}{348} = 12,86 \text{ cm}^2$$

c)

$$N_{cor} = 621,46 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 69,006 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{69,006}{621,46} = 0,111 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 621,46 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} + 0,111 \right) = 205,70 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,55 \times 0,55 \\ 621,46 \times 0,495 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{621,46 \times 10^4}{550 \times 495 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 621,46 \text{ KN} < 3472,00 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 205,70 \text{ KN.m} < 52,90305,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_s

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (d - c)N_u - M_u = 86,39 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 707,688 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \{86,39 \text{ KN.m} < 707,688 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{205,70 \times 10^3}{55 \times 49,5^2 \times 14,17} = 0,107 \Rightarrow \beta = 0,9435$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{205,70 \times 10^3}{0,9435 \times 49,5 \times 348} = 12,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 12,65 - \frac{621,46}{348} = 10,86 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Com	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
		Nu (KN)	Mu (KN.m)	Acal (cm ²)	Nacc (KN)	Macc (KN.m)	Acal (cm ²)		
Type 1 (55x55) cm ²	A	1484,43	0	0	1701,22	16,759	0	27,23	4T20+8T16 (28,65 cm ²)
	B	305,56	4,78	0	1035,09	6,198	12,86		
	C	1290,86	66,15	0	621,46	69,01	10,86		
Type 2 (50x50) cm ²	A	908,81	47,836	0	758,80	28,503	11,81	22,50	12T16 (24,13 cm ²)
	B	128,01	5,02	0	348,97	11,89	5,12		
	C	539,04	51,776	2,10	252,71	87,678	8,90		
Type 3 (45x45) cm ²	A	355,34	37,96	6,69	283,32	39,659	6,45	18,23	4T16+8T14 (20,36 cm ²)
	B	17,35	5,31	0,22	23,9	6,946	0,76		
	C	160,77	62,541	6,48	76,85	78,56	6,58		

Tableau V.9 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} et 2^{ème} genre.

VI.5. Les vérifications :

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (55x55) cm² » :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{54,62 \times 10}{55 \times 49,4} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

b) Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : **Φ8**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur égale à : } \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

• Calcul d'Espacement :

D'après le RPA 99/V2003 on :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

• Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c} = \frac{15 \times 3,75 \times 54,62 \times 10}{55 \times 235} = 2,37 \text{ cm}^2$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Alors } \begin{cases} \text{Zone nodale : } t \leq 10\text{cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi \right\} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \{ \tau_u ; 0,4 \text{ MPa} \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 55 \times 15}{235} = 1,40\text{cm}^2$$

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475\text{cm}^2 > 1,40 \text{ cm}^2 \dots\dots$ 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 :

$$\left\{ \begin{aligned} h' &= \max \left\{ \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \\ L' &= 2h = 2 \times 55 = 110\text{cm} \end{aligned} \right.$$

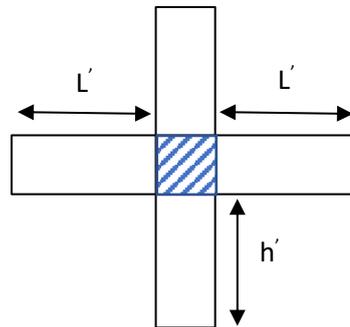


Figure VI.3 : La zone nodale

VI.6 Dessin de ferrailage des poteaux :

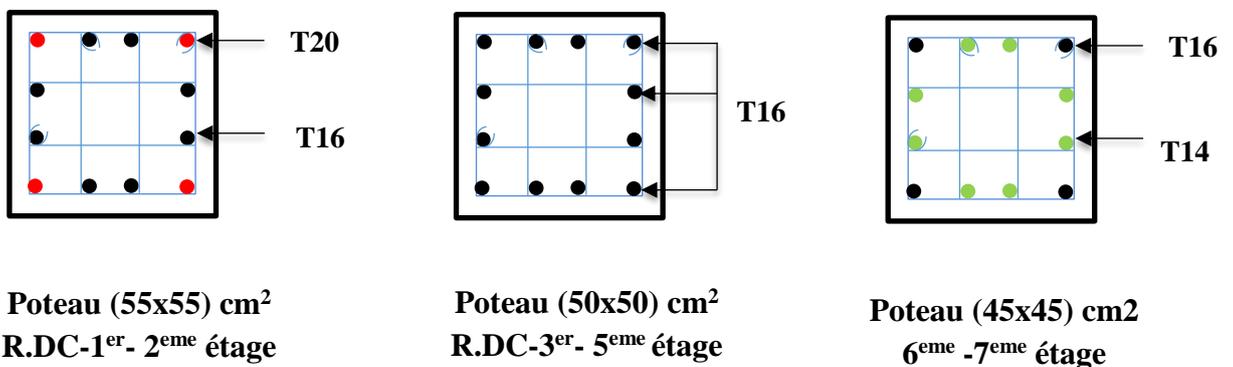


Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux

Chapitre VII :

Etude des voiles



VII.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

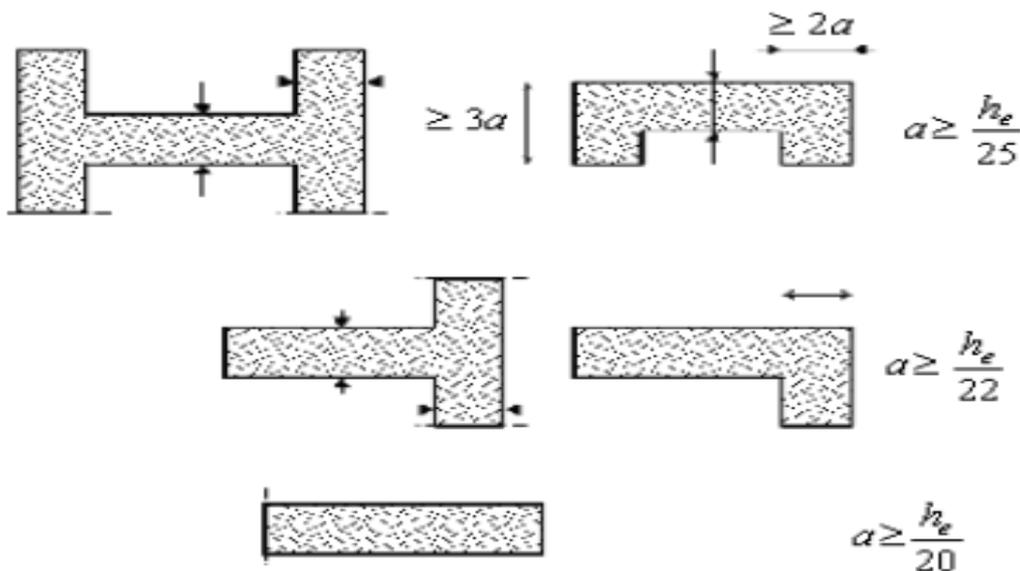
On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, vent) grâce à leurs rigidités importantes.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

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 comme indique à la figure.



FigureVII.1: Coupe de voile en plan

VII.1.1 Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (**Torsion**).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.1.2 Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.2 Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable Selon les combinassions savants :

- ❖ $G + Q \pm E$ (vérification du béton).
- ❖ $0,8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversaux.

VII.3 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

➤ **1^{er} cas:**

• Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

➤ **2^{eme} cas :**

- **Si : (σ_1 et σ_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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- **Si : $A_v < A_{\min} = 0,15\% a \times L$,** On ferraille avec la section minimale.
- **Si : $A_v > A_{\min}$,** On ferraille avec A_v .

✓ **3^{eme} cas :**

- **Si : (σ_1 et σ_2)** sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.1 Les armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de Flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.3.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %.

VII.3.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1 Voiles 1 :

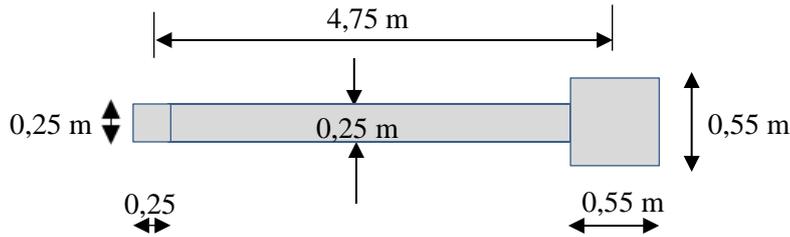


Figure :VII.2 Voile Type 1

- $A = 1,55 \text{ m}^2$
- $I = 2,24 \text{ m}^4$
- $V = 2,775 \text{ m}$
- $N = 1259,70 \text{ KN}$
- $M = 27,57 \text{ KN.m}$
- $T = 30,78 \text{ KN}$

VII.4.1.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1259,70 \times 10^{-3}}{1,55} + \frac{27,57 \times 2,775 \times 10^{-3}}{2,24} = 0,847 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1259,70 \times 10^{-3}}{1,55} - \frac{27,57 \times 2,775 \times 10^{-3}}{2,24} = 0,778 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

D'où : L c'est la longueur

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On prend **D= 12 mm.**

Donc on prend : 5T12 p.m. =5.65 cm²/m

- **L'espacement « St » :**

Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{50; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA99/ V2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{37,5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 20 cm**

VII.4.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.2.2 RPA 99/V2003**).

$$\text{-la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d=0,9h$.

L : la longueur totale de voile , $L=475\text{cm}$.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5\text{MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{30,78 \times 10^{-3}}{0,25 \times 4,275} = 0,040 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,040 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc pas de risque de cisaillement

VII.4.1.3 Disposition des armatures :

➤ Armatures verticales :

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur. La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le **BAEL 91**, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le **RPA99/V2003**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a :

$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10\text{cm} \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$L = 475 \text{ cm} \Rightarrow L / 10 = 47,5\text{cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Ø**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur **$S_t \leq \min (1,5.a; 30 \text{ cm})$**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

D'après le **RPA 99/V2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **T12** avec un espacement de **20 cm**

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VII.4.2 Voiles 2 :

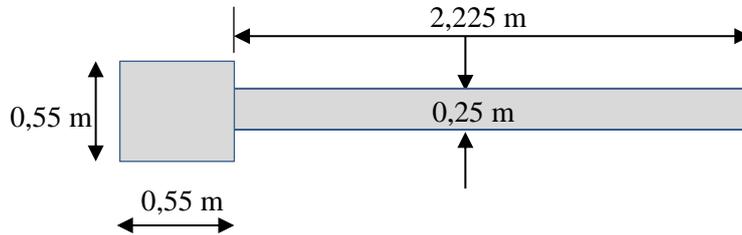


Figure VII.3 : Voile Type 2

- $A = 0,859 \text{ m}^2$
- $I = 0,245 \text{ m}^4$
- $V = 1,3875 \text{ m}$
- $N = 1127,69 \text{ KN}$
- $T = 5,37 \text{ KN}$
- $M = 9,63 \text{ KN}$

VII.4.2.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1127,69 \times 10^{-3}}{0,859} + \frac{9,63 \times 1,3875 \times 10^{-3}}{0,245} = 1,367 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1127,69 \times 10^{-3}}{0,859} - \frac{9,63 \times 1,3875 \times 10^{-3}}{0,245} = 1,258 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) > 0 ; la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99(version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

- Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \times a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On prend **D= 12 mm.**

Donc on prend : **5T12** p.m. = 5.65 cm²/m

- L'espacement « St » :

Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{50; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA99/ V2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{37,5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 20 cm**

VII.4.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d=0,9h$.

L : la longueur totale de voile , $L=222,5\text{cm}$.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{5,37 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,002} = 0,015 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,015 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$condition vérifiée

✓ Donc pas de risque de cisaillement

VII.4.3 Voiles 3 :

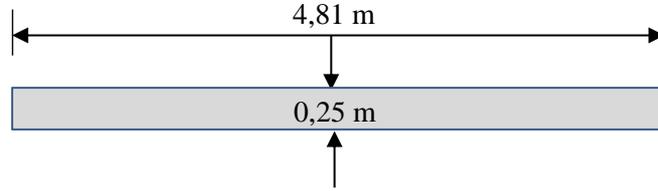


Figure VII.4 : Voile Type3

- $A = 1,20 \text{ m}^2$
- $I = 2,32 \text{ m}^4$
- $V = 2,405 \text{ m}$
- $N = 1660,55 \text{ KN}$
- $T = 137,66 \text{ KN}$
- $M = 102,90 \text{ KN.m}$

VII.4.3.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1660,55 \times 10^{-3}}{1,20} + \frac{102,90 \times 2,405 \times 10^{-3}}{2,32} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1660,55 \times 10^{-3}}{1,20} - \frac{102,90 \times 2,405 \times 10^{-3}}{2,32} = 1,277 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

- **Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 250}{10} = 25 \text{ mm}$$

On prend **D= 12 mm.**

Donc on prend : **5T12** p.m. =5.65 cm²/m

- **L'espacement « St » :**

Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{50; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA99/ V2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{37,5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 20 cm**

VII.4.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

-la contrainte de cisaillement : $\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d=0,9h$.

L : la longueur totale de voile , $L=481\text{cm}$.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{137,66 \times 10^{-3}}{0,25 \times 4,329} = 0,178\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,178\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc pas de risque de cisaillement

VII.5 Dessin ferrailage :

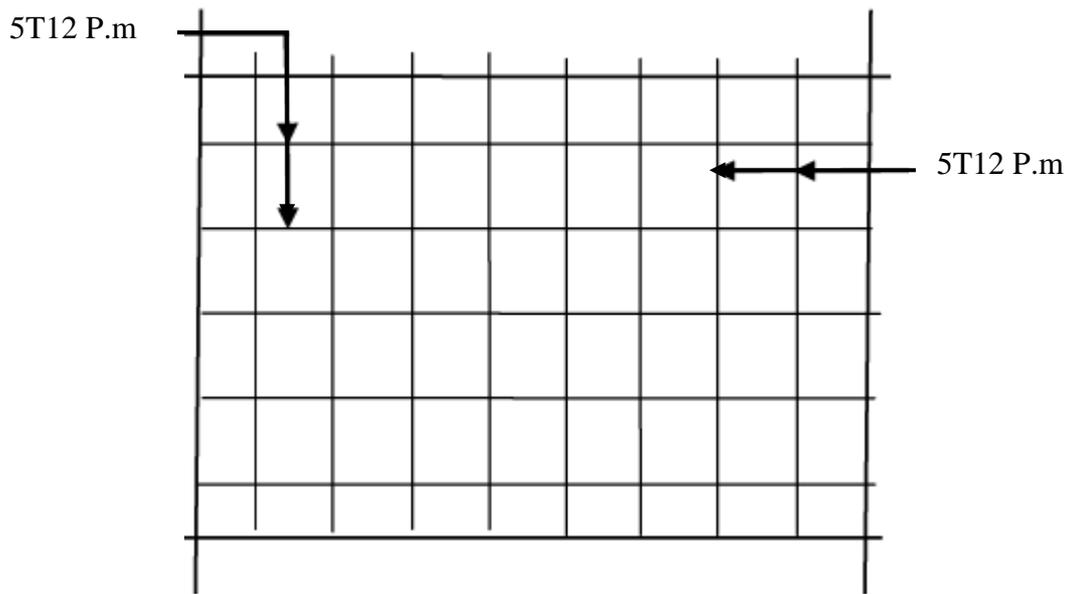


Figure VII.5 : disposition du ferrailage du voile

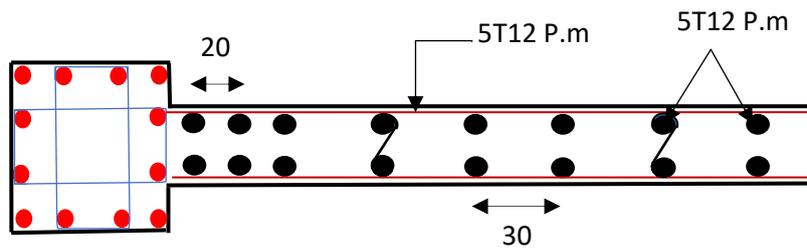


Figure VII.6: disposition des armatures



Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure



VIII.1 Calcul les fondations :

VIII.1.1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✚ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ✚ Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✚ Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,0 bar à un ancrage de 2,50 m.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm. Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L. $S_{N_{ser}} = G+Q$.

2-Ferraillage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grades dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à forme un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VIII.1.2 Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.1.3 Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Semelles générales.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits ;
- Semelles sur pieux.

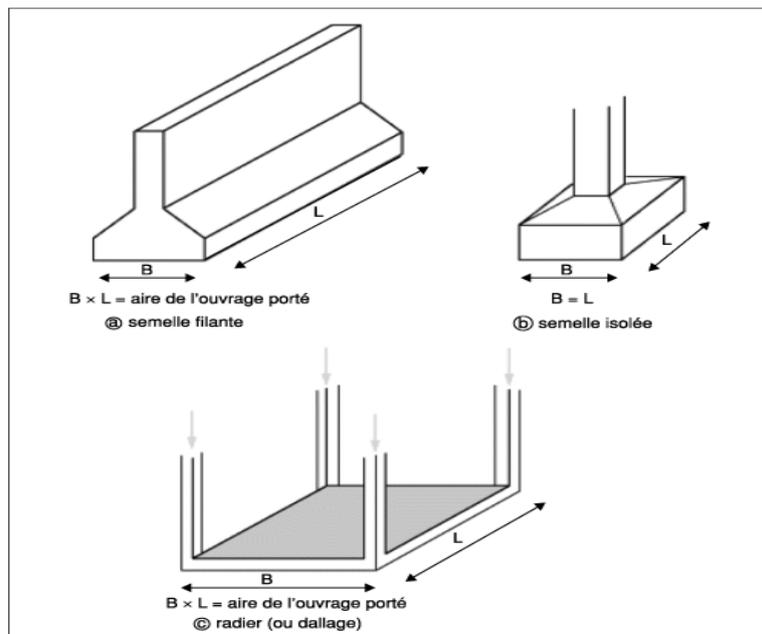


Figure VIII.1 : Les types des fondations

VIII.1.4 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges à transmises tout en résistant aux contraintes de sol.

VIII.1.4.1 Les combinaisons d'action :

D'après le RPA99(article 10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

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

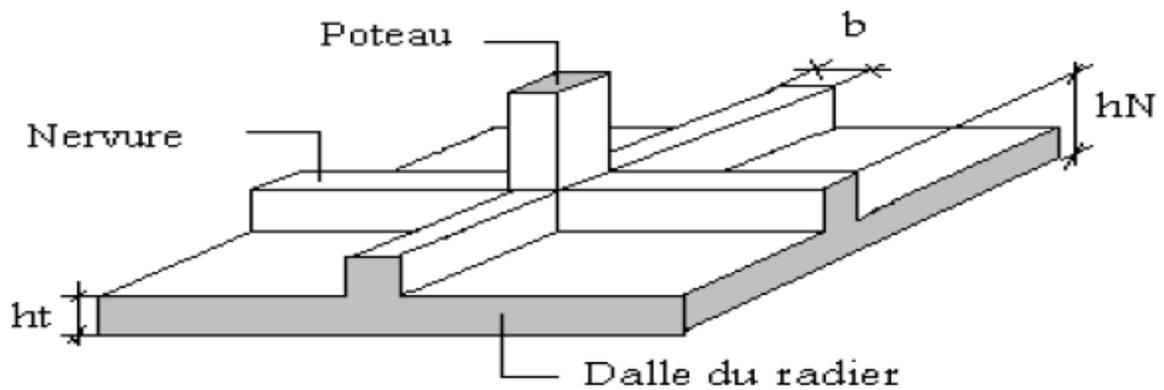


Figure VIII.2 : Radier générale

VIII.2 Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol ≈ poids total de la structure).

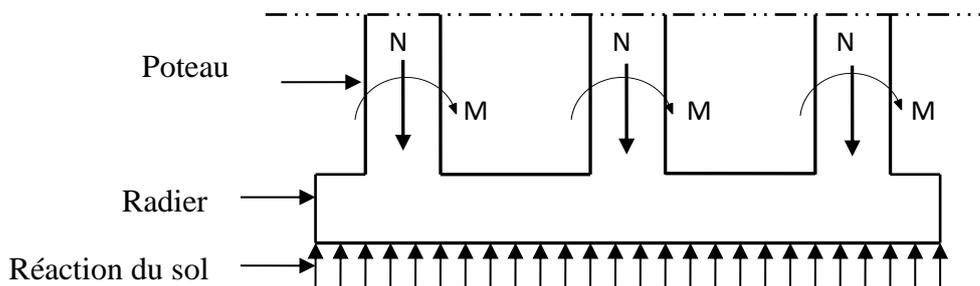


Figure. VIII.3 : Schéma du Radier

VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure :

Poids supporté par le radier.

Superstructure : GT : la charge permanente totale.

QT : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 24839.751 \text{ KN}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i = 3006.687 \text{ KN}$$

A. Combinaison d'actions :

$$A L'E.L.U : N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 38043,694 \text{ KN}$$

$$A L'E.L.S : N_{ser} = G_T + Q_T = 27846,438 \text{ KN}$$

B. Surface minimale du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{27846,438}{2 \times 10^2} = 139,23 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 497,8629 \text{ m}^2$.

VIII.2.2 Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1^{ère} Condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec :

$$V_u : \text{l'effort tranchant ultime ; } V_u = \frac{Q_u.L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; **L= 5,00 m**

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{38043,694}{497,8629} = 76,41 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 76,41 \times 1 \text{ ml} = 76,4 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{Q_u.L}{2} = \frac{1\text{m} \times 76,4 \times 5}{2} = 191 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{191 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,127 \text{ m.}$$

2^{ème} Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq d \leq 25 \text{ cm}$$

Donc : $h \geq d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$

Soit : d= 25 cm, h= 35 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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L=5,00 \text{ m}$

On prend comme dimension: $\begin{cases} \mathbf{h} = 70 \text{ cm} , \mathbf{d} = 63 \text{ cm}. \\ \mathbf{b} = 45 \text{ cm}. \end{cases}$

VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

Poids propre du radier :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \cdot b_p \cdot \sum L_i) + P_{\text{sol}}$$

$$P_{\text{sol}} = \gamma_{\text{sol}} \times D \times S_r$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \cdot ((0,35 \times 497,863) + (0,70 \times 0,45 \times 229,40)) + (1,7 \times 10 \times 1,5 \times 497,863) = 18858,33 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser superstructure}} = 18858,33 + 27846,438 = 46704,768 \text{ KN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} < 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{46704,768}{497,863} = 93,81 \text{ KN} / \text{m}^2 < 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2 La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

$$\text{Avec : } I : \text{Inertie de la poutre : } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,45 \times 0,70^3}{12} = 0,0128 \text{ m}^4 .$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t} / \text{m}^2 .$$

$$b : \text{largeur de la poutre : } b = 0,45 \text{ m}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 500 \text{ t} / \text{m}^3 = 50000 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0128}{500 \times 0,45}} = 3,677 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 3,677 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5,77 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

VIII.4.1 Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{46704,768}{497,863} = 93,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 93,81 - 8,75 = 85,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 62,54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VIII.5 Ferrailage du radier :

VIII.5.1 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^{ère} cas :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 : \text{La dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée.}$$

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable, (le plus grand).

2^{ème} cas :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4 : \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,3 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaires}$$

Exemple de calcul (panneau de rive) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{4,60} = 0,81 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens L_x et L_y .

$$\alpha = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0550 \times 85,06 \times 3,75^2$$

$$M_{ox} = 65,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,6135 \times 65,79$$

$$M_{oy} = 40,36 \text{ KN.m}$$

En travée :

➤ **Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 65,79 = 55,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,92 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,063 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,9675$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55,92 \times 10^3}{0,9675 \times 25 \times 348} = 6,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12/ ml ; $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 16 \text{ cm}$**

➤ **Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 40,36 = 34,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,31 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,039 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,9805$$

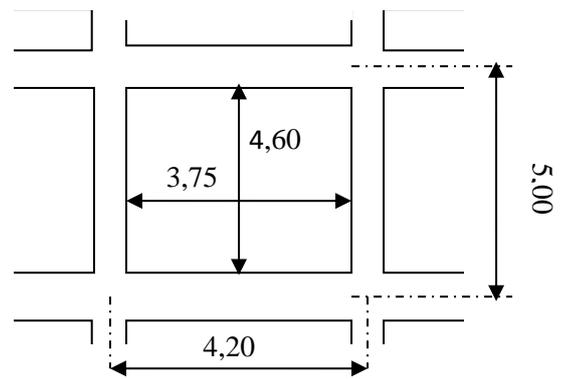
$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,31 \times 10^3}{0,9865 \times 25 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12/ ml ; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$**

Sur appuis :

➤ **Appui de rive :**

$$M_{a\text{rive}} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 65,79 = 19,74 \text{ KN.m}$$



Figures VIII.4: Schéma du panneau le plus défavorable

$$\mu = \frac{M_{a\text{rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,74 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,74 \times 10^3}{0,989 \times 25 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10 / ml ; As = 3.14 cm²/ml ; St = 25cm**

➤ **Appui intermédiaire :**

$$M_{a\text{inter}} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 40,36 = 20,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{inter}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,18 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,9885$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,18 \times 10^3}{0,9885 \times 25 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10 / ml ; As = 3,14 cm²/ml ; St = 25 cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.5.2 Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée}$$

VIII.5.3 Disposition du ferrailage :

A. Arrêt des barres :

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

On a : $f_c = 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. Cas des charges uniformes :

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

C. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{ij}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{L_s; 0,2L_x\}$$

$$L_1 = \max \{42,25 ; 75\} = 75 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ L_s; \frac{L_1}{2} \right\}$$

$$L_2 = \max \left\{ 42,25; \frac{75}{2} \right\} = 42,25 \approx 43 \text{ cm}$$

D. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

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

$$L_x / 10 = 375 / 10 = 37,5 \text{ cm} \approx 38 \text{ cm}$$

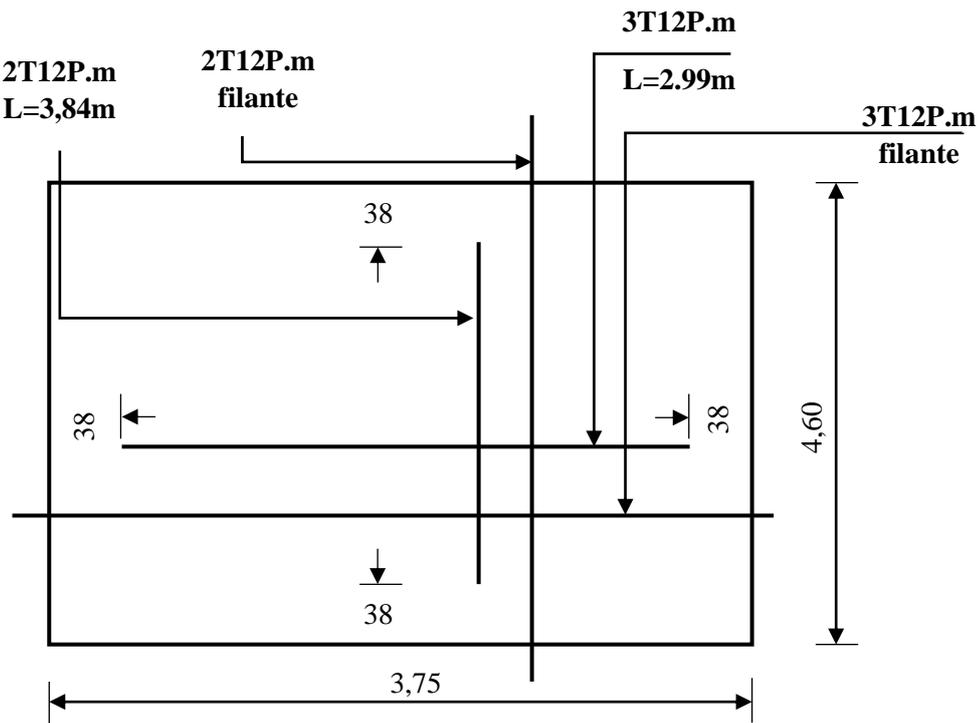


Figure VIII.5 : Armatures supérieures (en travée)

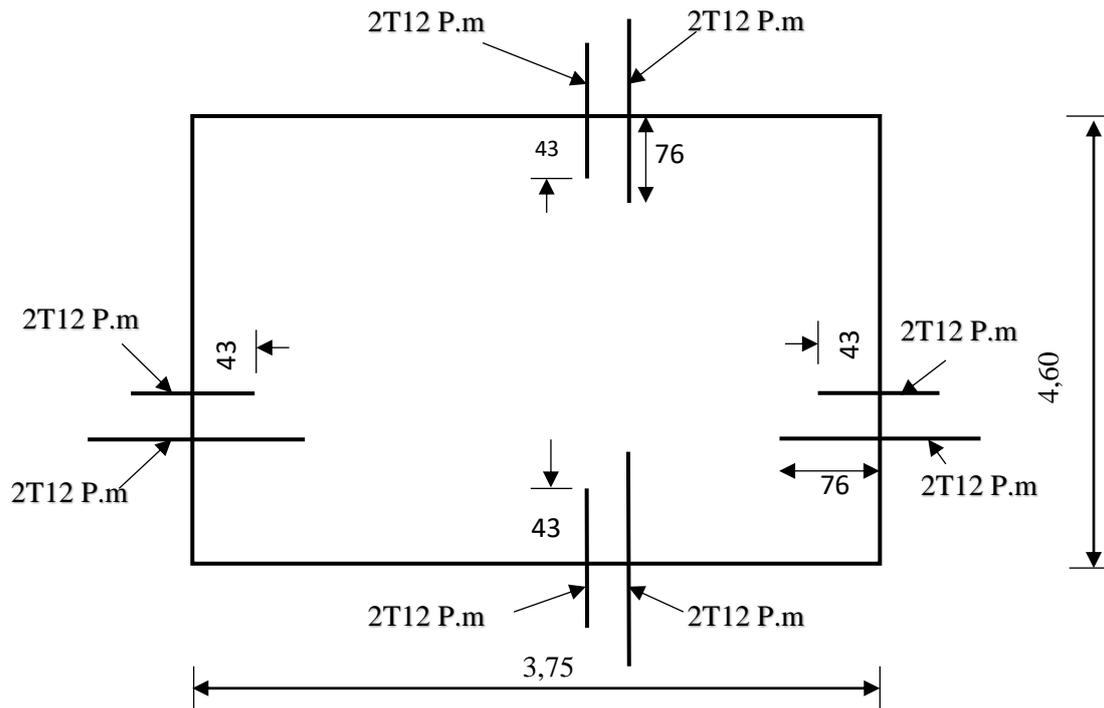


Figure VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis)

VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

✚ Sens transversal(x) :

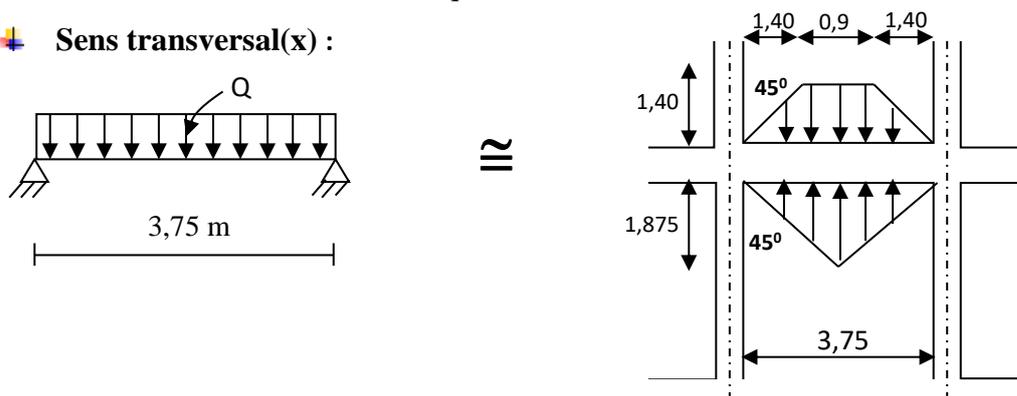


Figure VIII.7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \times \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}} \right) L_{x1} + \frac{2}{3} \cdot q \cdot L_{x2} = \frac{85,06}{2} \times \left(1 - \frac{2,8^2}{3(3,75)} \right) \times 2,8 + \frac{2}{3} (85,06) \times 4,60 = 296,95 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{296,95 \times 3,75^2}{8} = 521,98 \text{ KN.m}$$

a) Calcul du ferrailage :**➤ En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 521,98 = 443,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{443,68 \times 10^3}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,175 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,903$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{443,68 \times 10^3}{0,903 \times 63 \times 348} = 22,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 4T16} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit 4T16} \Rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} & \text{lit 4T16} \end{cases}$$

➤ En appuis :

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 521,98 = 208,792 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{208,972 \times 10^3}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,082 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,957$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{208,972 \times 10^3}{0,957 \times 63 \times 348} = 9,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 4T14} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit 4T12} \end{cases} \Rightarrow A = 10,68 \text{ cm}^2$$

✚ Sens longitudinal (y) :

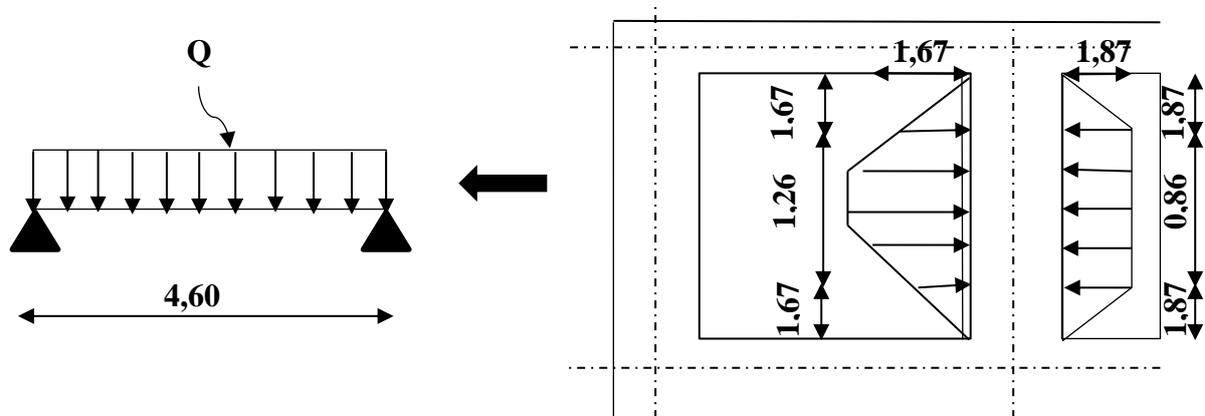


Figure VIII.8 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2} \right) L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 3,75 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 4,60 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 3,35 \text{ m}$$

$$Q = 85,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{85,06}{2} \left[\left(1 - \frac{(3,75)^2}{3(4,60)^2} \right) 3,75 + \left(1 - \frac{(3,35)^2}{(4,60)^2} \right) 3,35 \right] = 191,07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{191,07 \times 4,60^2}{8} = 505,38 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 505,38 = 429,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{429,57 \times 10^3}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,170 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,906$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{429,57 \times 10^3}{0,906 \times 63 \times 348} = 21,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 4T16} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit 4T16} \Rightarrow A = 22,24 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} & \text{lit 4T14} \end{cases}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 505,38 = 202,152 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{202,152 \times 10^3}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{202,152 \times 10^3}{0,958 \times 63 \times 348} = 9,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T14 (Fil) + 4T12 (chap) ; A = 10,68 cm**

VIII.6.1 Contraint de cisaillement :

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Sens longitudinal :**

$$T = \frac{Q}{2} \left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_{y1}} \right) \cdot L_{x1} + \frac{q}{2} L_{x2}$$

$$T = \frac{85,06}{2} \left(1 - \frac{2,80}{2 \times 3,75} \right) \times 2,8 + \frac{85,06}{2} \times 4,60 = 270,26 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal :**

$$T = \frac{Q}{2} \cdot L_{x1} = \frac{85,06}{2} \times 2,80 = 119,08 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = 270,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{270,26}{0,45 \times 0,63 \times 1000} = 0,95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a) Diamètre :

$$\phi_t \leq \min(h / 35 ; \phi_l ; b / 10) = \min(20 ; 11 ; 45) = 11 \text{ mm}$$

on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

b) Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(17,5 ; 13,2) = 13,20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})}$$

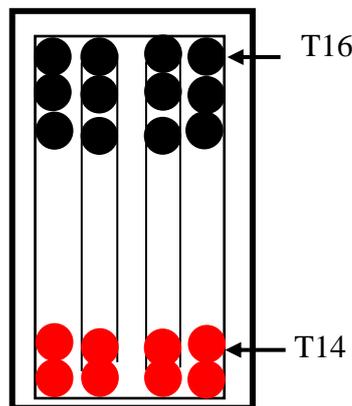
$$A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8 \cdot f_e} = \frac{45(0,95 - 0,3 \times 2,1) \times 12}{0,8 \times 400} = 0,54$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, $A=3.14\text{cm}^2/\text{m}$.

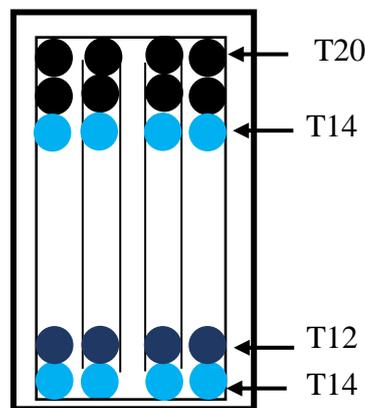
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,335 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4$$

$$\frac{3,14 \times 400}{45 \times 12} = 2,32 > 0,40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.6.2 Dessin de ferrailage :



Figures VIII.9: Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)



Figures VIII.10: Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)

Conclusion

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (R+7) implanter à ALGER, cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton).

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- ✚ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

- ✚ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).

- ✚ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, Nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).

- ✚ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

- ✚ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographe

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées.

Les livres :

- 📖 Calcul des ouvrage en béton armé « M.Belazoughi » 'office des publications universitaires 1991' ;
- 📖 Cours de béton armé BAEL91-Jran-Pierre MOUGIN-« EYROLLES 1992 » ;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version2003 ;
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93 ;
- 📖 Le BAEL 91. « Béton Armé Aux Etats Limites » donnant des recommandations spéciales pour les pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 Etude d'un bâtiment (RDC+7etage) en béton armé a usage d'habitation, Alger 2021 ;
- 📖 Etude d'un bâtiment (RDC+9etage) a usage d'habitation, Alger 2016 ;
- 📖 Etude d'un bâtiment (R+8) en béton armé à usage d'habitation, Tiaret 2019 ;

Outils informatiques :

- ⚙️ Logiciel AUTOCAD 2018Dessin ;
- ⚙️ Logiciel ETABS.9.6Analyse des structures ;
- ⚙️ Logiciel RDM 6Calculer les moments ;
- ⚙️ EXCEL 2016Calcul ;
- ⚙️ WORD 2016/2013Traitement du texte ;
- ⚙️ POWER POINT 2016.....Présentation de mémoire ;