

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

Mlle. BENKHADRA Souad

Mlle. GHOUTI Haouaria

Sujet du mémoire

***Etude d'un bâtiment (R+6) en béton armé à usage
d'habitation implanté à Oran***

Soutenu publiquement en Octobre 2020 devant le jury composé de :

Mr. BENYAMINA A. B.

Président

Mr. MIMOUNI M.

Encadreur

Mr. KLOUCHE D. B

Examineur

Mr. ABADA G.

Examineur

PROMOTION : 2020/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

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

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur

Monsieur: MIMOUNI MOHAMED, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

-A nos chers parents qui nous ont guidé durant les moments les

Plus pénibles de ce long chemin, nos mères qui ont été à nos côtés et

Nous ont soutenu durant toute notre vie, et nos pères qui ont sacrifié toute leurs vie afin de nous voir devenir ce que nous sommes.

-A toutes personnes qui nous ont aidés à poursuivre nos études

-A nos très chers sœurs et frères.

-A toutes nos familles.

-A tous nos amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil.

-A tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite

-A tous membres du jury

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

BENKHADRA Souad

Dédicace

*À cet agréable moment je dédie **ce** modeste travail à ma chère mère et mon chère père en témoignage de ma profonde affection et mon éternelle reconnaissance pour les sacrifices sentimentaux qu'ils ont consentis, une fois **mon** départ;*

À mes frères;

À mes sœurs;

À toute la famille;

À mon binôme souad;

*À mes collègues de la promotion 2020 GC ;
A tous ce qui ma encourager de proche ou de loin*

À tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à mon formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de cycle universitaire;

À tout ce qui a participé dans l'établissement de mon mémoire de fin d'études;

À tout qui apporte le sentiment d'amour et de respect pour moi ;

À tout qui apporte l'Algérie dans son cœur.

<<Houaria>>

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (06) étages, implanté à Oran. Cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le **RPA99 version 2003**.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (**RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99**).

On commence en premier lieu par donner une description détaillée du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres) et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99v2003 (grâce au logiciel **ETABS v9.6**), on procède à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (radier général).

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, RPA99 / version 2003, BAEL91 / modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building for residential use consisting of a ground floor plus 6 floors located in Oran. This region is classified as seismic zone (II_a) according to the **RPA99 version 2003**.

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete (**RPA99 2003 version, BAEL91 modifié 99**),

First of all we start by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location...), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns, beams).

After evaluating the dynamic (according to RPA99v2003 using ETABS) we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, walls, slabs, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure.

Key words :

Building, Reinforced concrete, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من طابق ارضي زائد 06 طوابق , تقع بولاية وهران.

هذه المنطقة مصنفة كمنطقة متوسطة زلزاليا صنف -1- حسب قواعد **RPA99V2003**.

أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية...الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها، بالإضافة الى فرضيات الحساب.

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

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

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

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

نستعمل قواعد للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة في هذه

الدراسة **BAEL91modifie99,RPA V 2003**

الكلمات المفتاحية :

البنية، الخرسانة المسلحة، RPA99V2003، BAEL91modifié 99،

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,

d	hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j-jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j-jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à l'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,

τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Sommaire

Chapitre I: Introduction et présentation de l'ouvrage

I.1 Historique.....	1
I.2 Introduction général.....	1
I.3 Présentation du projet.....	1
I.4 Caractéristique géotechnique du sol.....	4
I.5 Caractéristiques des matériaux.....	4
I.6 Aciers pour béton armé.....	7
I.7 Notation des états limites.....	9
I.8 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.....	11
II.2 Pré dimensionnement du plancher.....	11
II.3 Descente de charges.....	11
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	15
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	16
II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	18

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1 Introduction.....	20
III.2. Dimensionnement des poutrelles.....	20
III.3 Méthode de calcul des poutrelles.....	21
III.3.1. Méthode forfaitaire	21
III. 3.2. Méthode CAQUOT minorée.....	23
III.4 Étude des poutrelles.....	26
III.5. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :.....	36

III.6. Calcul le ferrailage de la dalle de compression	48
--	----

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1 Etude de l'acrotère.....	50
IV.2 Etude des balcons.....	54
IV.3 Etude des Escaliers.....	62
IV.3 Etude d'ascenseur.....	71

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Généralités sur les séismes.....	84
V.2 Introduction.....	84
V.3 Méthode de calcul.....	84
V.4. Etapes de modélisation.....	86
V.5. Interprétation des résultats.....	88

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VI.1 Ferrailage des poutres.....	94
VI.a Méthode de calcul.....	94
VI.b Les armatures longitudinales.....	94
VI.1.1 Exemple de calcul	95
VI.1.2 Vérifications.....	98
VI.2 Ferrailage des poteaux.....	101
VI.2.a Méthode de calcul.....	101
VI.2.b Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	101
VI.9 Exemple de calcul	102

Chapitre VII: Ferrailage des voiles

VII.1 Introduction.....	109
VII.2 Le système de contreventement.....	109
VII.3 Le principe de calcul.....	110
VII.4 Ferrailage des voiles.....	112
VII.5 Vérification.....	113
VII.6 Disposition des armatures.....	113

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	116
VIII.2. Choix du type de fondations	116
VIII.3 Ferrailage du radier.....	118
VIII.4 Ferrailage des poutres de libages.....	120
VIII.5. Les vérifications :.....	121

Conclusion Générale

Références Bibliographiques

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en plan de RDC	2
Figure I.2 : Vue en plan d'étage courant	3
Figure I. 3 : Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton.....	6
Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations.....	8
Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible.....	11

Figure II.2 Plancher étage courant.....	12
Figure II.3 Remplissage extérieur.....	12
Figure II.4 La section le plus sollicité du poteau.....	16
Figure III.1 Schéma d'un plancher a corps creux.....	20
Figure III.2 Schéma explicatif.....	21
Figure III .3 Schéma explicatif	22
Figure. III.4.Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires.....	23
Figure. III.5.Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaire et de rive).....	24
Figure. III. 6.Schéma des poutrelles.....	28
Figure III-7 Schéma poutrelle type 02	29
Figure III.8. Notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T.....	38
Figure.III.9.Ferraillage de la dalle de compression.....	48
Figure.III.10.Dessin de ferraillage des poutrelles.....	49
Figure IV.1.1 Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	50
Figure IV.1.2 Schéma du ferraillage de l'acrotère.....	53
Figure. IV.2.1 Ferraillage de la dalle balcon sur 3 cotés.....	56
Figure VI.2.2.: Schéma statique du balcon consol balcon.....	57
Figure VI.2.3.: Ferraillage du balcon.....	57
Figure. IV.2.4 Ferraillage de la dalle balcon sur 4 cotés	61
Figure IV3.1. Etude d'un escalier à trois volées.....	63
Figure IV3.2. Disposition du ferraillage	66
Figure VI.3.3 Ferraillage du palier.....	70
Figure : IV4.1. Schéma d'un ascenseur.....	71
Figure : IV4.2. Schéma de principe de l'ascenseur.....	71
Figure : IV4.3.Coupe d'ascenseur	72
Figure : IV4.4. Armatures inférieures (en travée).....	82

Figure : IV4.5. Armatures supérieures (sur appuis).....	83
Figure. V. 1 Dispositions des voiles de contreventement.....	87
Figure.VI.1. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	101
Figure VI.2.zone nodal.....	106
Figure. VI.3. Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	108
Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux.....	112
Figure.VIII.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	114
Figure .VIII.3. Disposition du ferrailage du voile.....	115
Figure VIII.1 : Schéma explicatif du radier.....	116
Figure. VIII.2. Schéma du panneau le plus défavorable.....	119
Figure. VIII.3. Armatures supérieures (en travée).....	122
Figure. VIII.4. Armatures inférieures (sur appuis).....	123
Figure .VII.5. Ferrailage de la poutre suivant les deux sens.....	123

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Coefficient de fissuration	8
Tableau I. 2 : Coefficient de scellement.....	8
Tableau II-1 Les charges permanentes du plancher terrasse.....	12
Tableau II -2 Les charges permanentes du Plancher étages courants.....	12
Tableau II-3 Les charges permanentes du mur de façade extérieur.....	13
Tableau II-4 Les charges permanentes du mur intérieur	13
Tableau II-5 Les charges permanentes.....	13
Tableau II-6 Les charges d'exploitation	14
Tableau II-7Dégrossion des surcharges.....	14

Tableau II-8 Section des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	19
Tableau. III.1. Les types des poutrelles.....	26
Tableau. III.2. Résultats obtenus R.D.C 6ème étages (Etage courant).....	33
Tableau.III.3. récapitulatif des résultats obtenus.....	35
Tableau.IV.2.1. Résultats obtenus des balcons de 1 ^{er} type (Balcon appuis sur trois côtés)...	55
Tableau IV.3.1 . Evaluation des charges et des surcharges Palier.....	64
Tableau IV.3.2. Evaluation des charges et des surcharges Palier.....	67
Tableau IV.4.1.poids mort de l'ascenseur.....	72
Tableau IV.4.2. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	75
Tableau IV4.3. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	79
Tableau V.1. Déplacements relatifs aux différents niveaux sens longitudinal et transversal.....	90
Tableau V.2. : l'effet P- Δ - Sens longitudinal.....	91
Tableau V.3. : l'effet P- Δ - Sens transversal	92
Tableau V.4. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion de chaque étage....	92
Tableau V.5. Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle.....	93
Tableau VII.1. Moments max des Poutres principales de rive	94
Tableau VII.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires	94
Tableau VII.3. Moments max des Poutres secondaire de rive.....	95
Tableau .VII.4. Moments max des Poutres secondaire intermédiaires.....	95
Tableau VII.5.Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	97
Tableau .VII.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	98
Tableau .VII.7. Récapitulation du ferrailage des Poutres secondaire de rive.....	98
Tableau .VII.8. Récapitulation du ferrailage des Poutres secondaire intermédiaires	98
Tableau VII.9. Sollicitations du premier genre.....	103
Tableau VII.10. Sollicitations du deuxième genre.....	103
Tableau VII.11.Ferrailage des poteaux	107

Tableau. VIII. 1. Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal.....121

Tableau. VIII. 2 Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....121

Chapitre I :
Introduction générale
Et
Présentation de
l'ouvrage

I.1. Historique :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

I.2. Introduction générale :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation composée d'un rez de chaussée et de 06 étages .

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier,).
- Etude sismique.
- Calcul des éléments structuraux :
- Calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre Structure.
- Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général).

I.3. Présentation du projet :**I.3.1. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé de 6 étages (R+6).

Cet ouvrage sera implanté à ORAN, classée comme zone de moyenne sismicité (zone II_a) ; groupe d'usage 2 « ouvrage courants ou importance moyenne » d'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99 /version 2003.

Le bâtiment à étudier contient six étages, chaque étage contient trois appartements, le type de plancher utilisé un plancher à corps-creux composé par des poutrelles, la terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien.

La structure est contreventée par un système de contreventement mixte voiles et portiques, la hauteur d'étage est de 3.06m, le remplissage des façades est en maçonnerie « briques creuses », le bâtiment fondé sur un sol meuble.

I.3.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

- Longueur totale du bâtiment.....23,17 m
- Largeur totale du bâtiment.....30.35 m
- Hauteur totale du bâtiment..... 21,42 m
- Hauteur du R.D.C3,06 m
- Hauteur des étages courants.....3,06 m

I.3.3. Vue en plan :

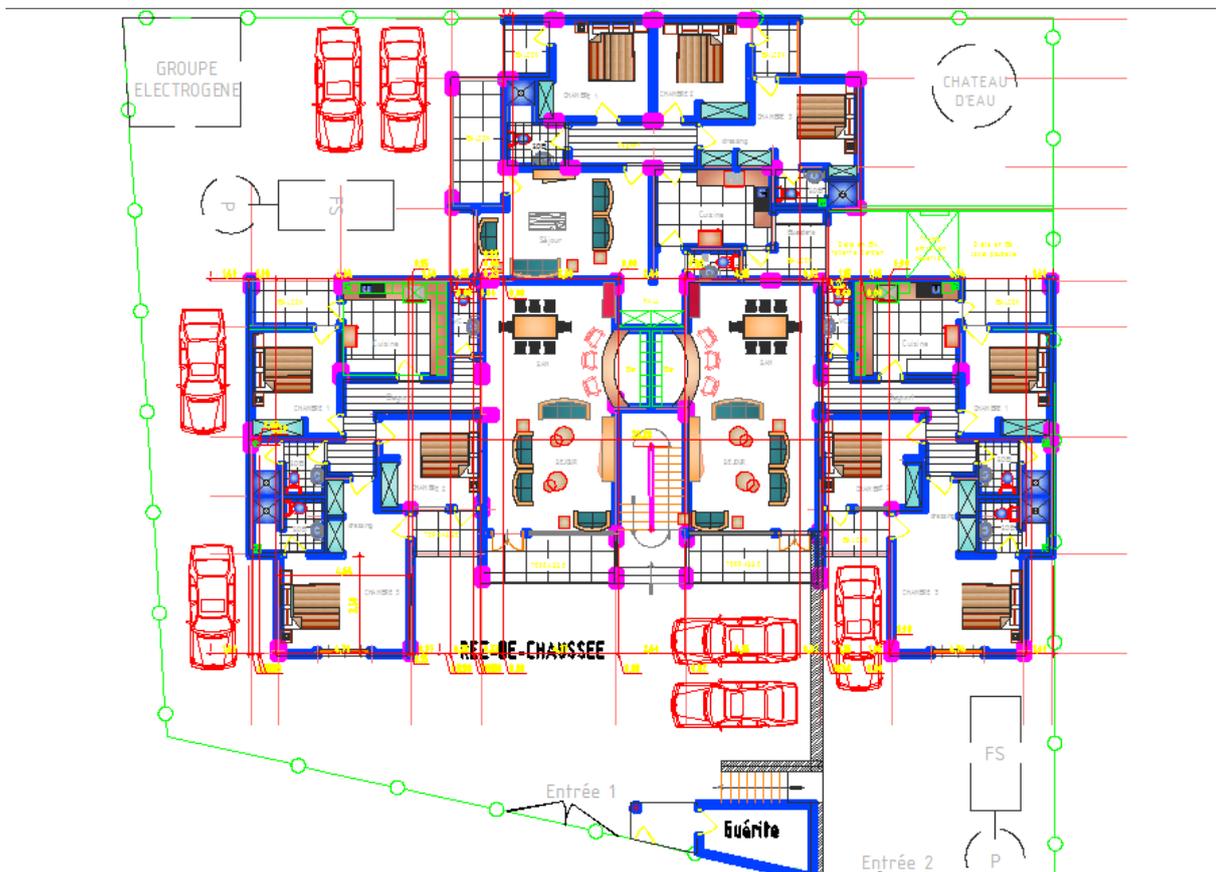


Figure I.1. Vue en plan de RDC.

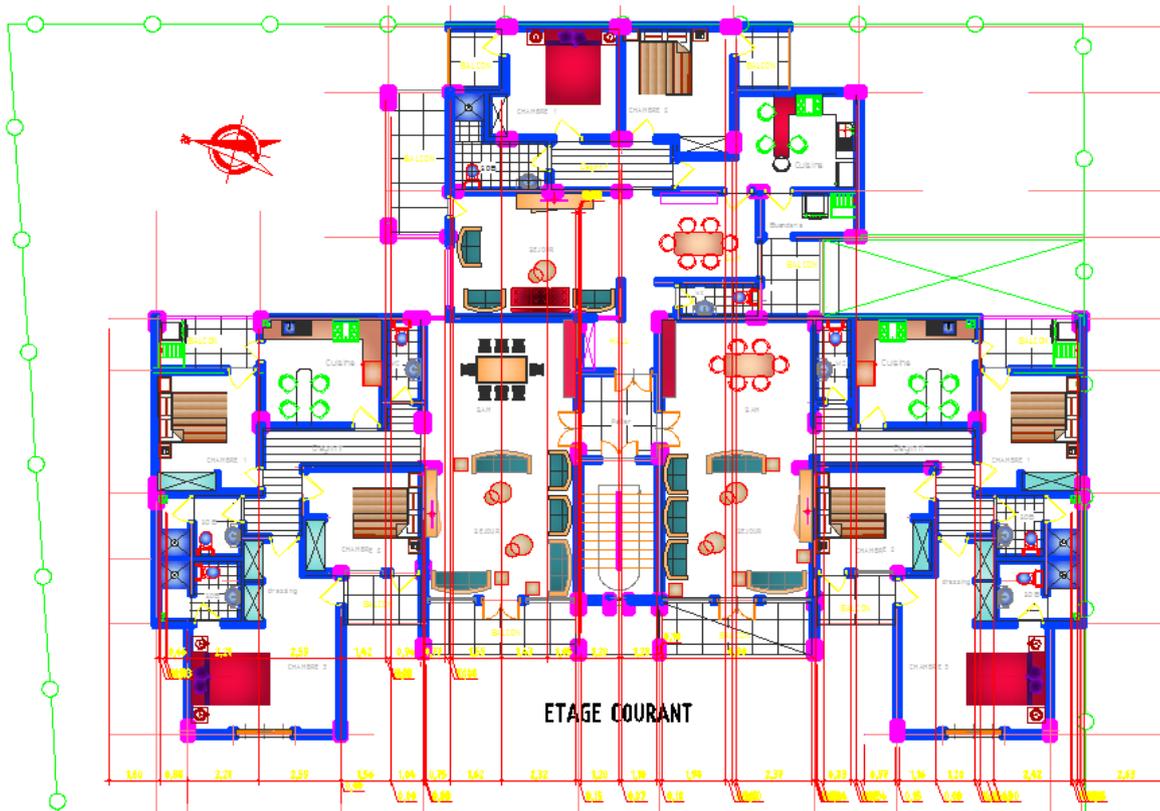


Figure I.2. Vue en plan d'étage courant

Les plans de coffrage d'origine (plan du R.D.C et plan du 1^{er} étage) ont été modifiés pour ajouter un espace pour la cage d'ascenseur. Pour cela, la travée de 2,55 m a été remplacée par celle de 3,90 m

I.3.3. Ossature et système constructif adopté :

❖ **Ossature :**

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

❖ **Planchers :**

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux (16+4)
- Dalle pleine pour les balcons et l'ascenseur.

Escaliers :

On a un seul type d'escalier à trois volées avec deux paliers utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 6^{ème} étage.

❖ Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont en double cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

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

❖ Isolation :

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

I.4. Caractéristique géotechnique du sol :

Dans notre travail, Le sol d'assise de la construction est un sol meuble selon RPA 99/Version 2003 (type S3).

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I.5. Caractéristiques des matériaux :**I.5.1. Béton :**

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- ❖ il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque .
- ❖ il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- ❖ il est compatible avec d'autres matériaux, en particulier l'acier.

I.5.2. Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

- ❖ la résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- ❖ la résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, eaux les eaux acides, les produits industriels.
- ❖ la maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.

- ❖ les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- ❖ l'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)
- ❖ la dimension des granulations : micro-béton pour poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivant les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m³ et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m³.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment, différentes formules permettent de la calculer.

Dosage en granulation :

Le dosage en granulation est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier.

On distingue habituellement deux catégories de granulation :

- ❖ les sables de la classe 0/25.
- ❖ les graviers de la classe 5/20 ou 5/25.

Mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- ❖ une bonne vibration.
- ❖ une granulométrie continue
- ❖ des adjuvants appelés plastifiants

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- ❖ une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- ❖ les faibles températures
- ❖ les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulations lourdes au fond du moule et la montée de l'eau en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

I.5.3. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en Mpa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes :

Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$

Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$

Pour $j \geq 28$: $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource. Au delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

I.5.4. Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à « j » jours est définie par : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ avec f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi donnée par :

$f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$ serait plus adaptée.

Avec :

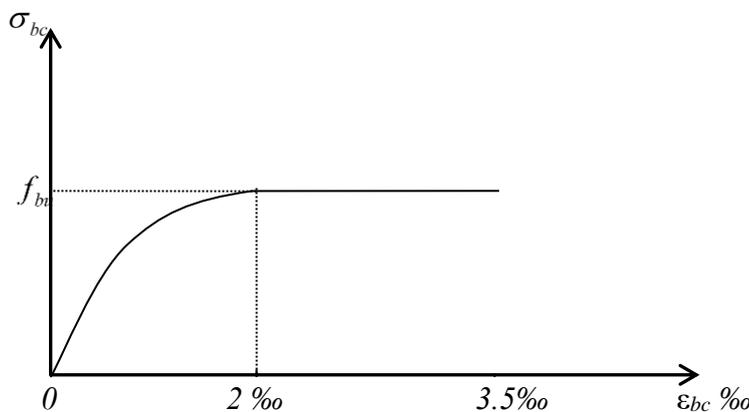


Figure I. 3 : Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton

Le diagramme de calcul donné par « fig. I.1 » comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_b = 2\%$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient θ , tiennent compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Coefficient de poisson :

Si ε_l est la déformation relative longitudinale et ε_t la déformation relative transversale,

le coefficient de poisson vaut :
$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par : $E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$

- ❖ La valeur du module de déformation croît avec la résistance à la compression du béton.

Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2 (1 + \nu)$

I.6. Aciers pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration...

I.6.1. Description des différents types d'aciers :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- ❖ Barres rondes lisses.
- ❖ Barres à haute adhérence.
- ❖ Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- ❖ Treillis soudés.

I.6.2. Diagramme contraintes- déformations :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limite ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

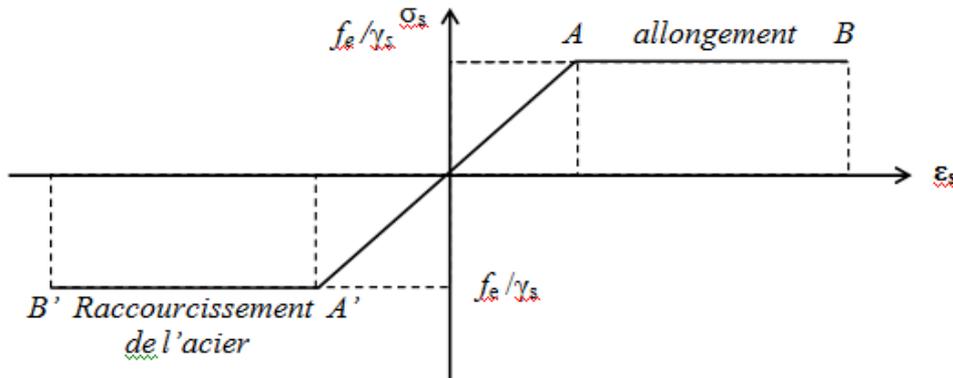


Figure I. 4 : Diagramme contraintes- déformations

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente $E_s = 200 \text{ GPa}$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

I.6.3. Caractéristiques technologiques des aciers :

Les caractères technologiques sont :

- ❖ l'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage
- ❖ l'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence)

Aptitude au façonnage :

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses $F_e 235$ sont égaux à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, étriers ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20 mm), pour lesquels le diamètre du mandrin est égal à trois fois celui de l'armature concernée.

Caractères d'adhérence :

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

Ronds lisses	$\eta = 1$
Barres HA (quelque soit le Φ)	$\eta = 1.6$
Fils HA $\Phi \geq 6\text{mm}$	$\eta = 1.6$
Fils HA $\Phi < 6\text{mm}$	$\eta = 1.3$

Tableau I. 1 : Coefficient de fissuration η

Ronds lisses	$\psi_s = 1$
Barres HA (quelque soit le Φ)	$\psi_s = 1.6$
Fils HA (quelque soit le Φ)	$\psi_s = 1.5$

Tableau I. 2 : coefficient de scellement ψ_s

I.7. Notion des états limite :

On distingue deux états limite de calcul ;

- ❖ état limite ultime de résistance.
- ❖ état limite de service.

I.7.1. A E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

a) Hypothèses de calcul :

- ❖ les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- ❖ la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion, 2 ‰ en compression simple.
- ❖ L'allongement relatif es de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰

Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C

I.7.2. A E.L.S :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

a) Hypothèses de calcul :

- ❖ les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- ❖ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$
- ❖ on définit un coefficient d'équivalence par la relation : $\sigma = \frac{E_s}{E_b} = 15$ (forfaitairement)

I.8.Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :**I.8.1.Etat limite ultime :**

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

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{Où : } G : \text{ charge permanente.}$$

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2E$$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

I.8.2.Etat limite de service :

La seule combinaison à considérée est : G + Q

Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

- ❖ Ciment CPA 325 : 350 kg/m³.
- ❖ Gravier Dg<25 mm : 800 l/m³.
- ❖ Sable Dg<5 mm : 400 l/m³.
- ❖ Eau : 175 l/m³.

Le béton :**En compression :**

$$f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \text{ cas générale.} \\ f_{bu} = 18.5 \text{ MPa} \text{ cas accidentele.} \end{cases}$$

En traction :

$$f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$$

Contrainte limite $\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ **L'acier :**

$$FeE400 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \text{ cas général.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ cas accidentel} \end{cases}$$

Contrainte limite :

- ❖ fissuration non préjudiciable : pas de limite
- ❖ fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 202 \text{ MPa}$
- ❖ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 165 \text{ MPa}$

Chapitre II :

Pré dimensionnement

des éléments

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du BAEL 91 RPA99/Version 2003, en se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l’ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

a. Plancher (Corps Creux) :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19,55\text{cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{array} \right.$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20$ cm, soit un plancher (16+4) cm

Avec : 4 cm : épaisseur de la table de compression.

16 cm : épaisseur du corps creux.

II.3. Descente de charges :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d’exploitations ou surcharges.

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

G : Charges permanentes.

Q : Charges d’exploitations.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :



Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn / m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	17	$0,05 \times 17 = 0.8$
2	Étanchéité multicouche	2	6	$0,02 \times 6 = 0,12$
3	Isolation thermique	4	3	$0,04 \times 3 = 0.16$
4	Forme de pente	10	22	$0,1 \times 22 = 2,2$
5	Corps creux + dalle de compression	20		2.8
6	Enduit en plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
Total				G = 6.28 KN / m²

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse

II.3.1.2. Plancher étage courant :

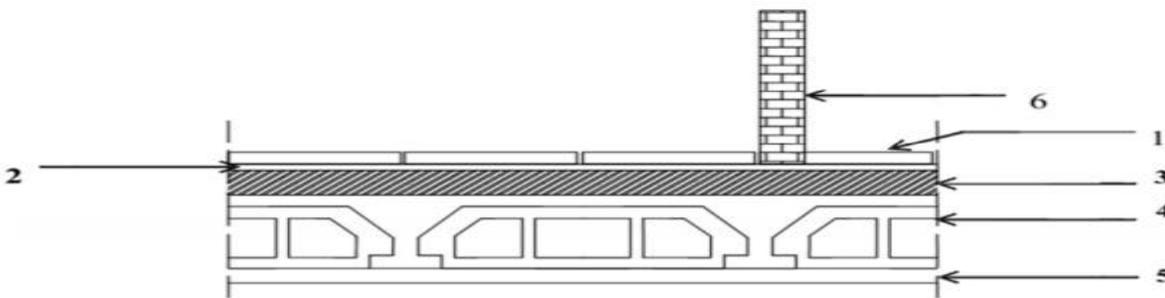


Figure II.2 Plancher étage courante

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Sable fin pour mortier	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
4	Corps creux + dalle de compression	20		2.8
5	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,20$
6	Cloisons	10	9	0.90
Total				G = 5.06KN / m²

Tableau II.2: Les charges permanentes du plancher étage courante

II.3.1.3. Murs de façade (extérieur) :

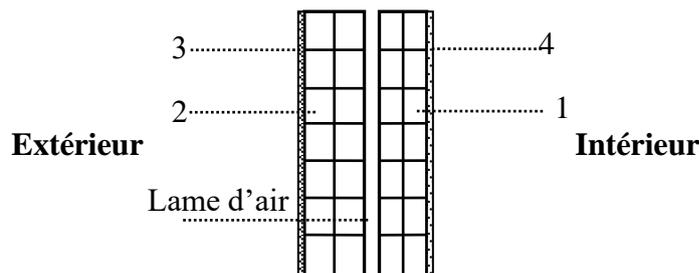


Figure II.3. Remplissage extérieur

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Brique creuse	10	/	0,90
2	Brique creuse	20	/	1,8
3	Enduit en ciment	1.5	18	0,015×18=0,27
4	Enduit en plâtre	1.5	10	0,015×10=0.15
Total				G = 3.12KN / m²

Tableau II.3: Les charges permanentes du Murs de façade (extérieur)

II.3.1.3. Murs intérieurs :

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Enduit en plâtre	1.5	/	0.15
2	Brique creuses	10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	1.5	10	0.015×10=0.15
Total				G = 1.2KN / m²

Tableau II.4: Les charges permanentes du Murs (intérieurs)

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

- charge permanente (tableau II.5) :

niveau	Charge permanente (kn/m ²)
Terrasse	6.28
06	5.06
05	5.06
04	5.06
03	5.06
02	5.06
01	5.06

II.3.2. Surcharge d'exploitatio(tableau II.6):

Élément	Charges d'exploitation (kn / m ²)
Plancher terrasse	1
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II.3.3. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq (n≥5), on applique la loi suivante :

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

Avec :

n : nombre d'étages.

Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,.....,Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

➤ **Dégression des surcharges :**

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (KN/m ²)
T	Q0	∑ ₀ =Q ₀	1
6	Q1	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2.5
5	Q2	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3.85
4	Q3	∑ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
3	Q4	∑ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1
2	Q5	∑ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7.00
1	Q6	∑ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75

Tableau II.7.Dégression des surcharges

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A 99/ (version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h_t + b_1 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

On distinguera deux types des poutres:

a- Poutre principale : $L_{\max}=5,02 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max}= 4,85 \text{ m}$.

II.4.1. Sens longitudinal (Poutre principale) :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 502 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33,46\text{cm} \leq h_t \leq 50,2 \text{ cm} \\ 12.15 \text{ cm} \leq b \leq 16.2\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on prend } b = 30\text{cm} \\ h_t > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 45\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x45) cm²**

II.4.2. Sens transversal (Poutre secondaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 470 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 31,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47\text{cm} \\ 10.8\text{cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ h_t > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 40 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.3 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaire (30x40) cm²

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

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

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

La surface afférente est donnée par: $S = (2.55 + 1.64) \times (1.77 + 1.09) = 11.98 \text{ m}^2$

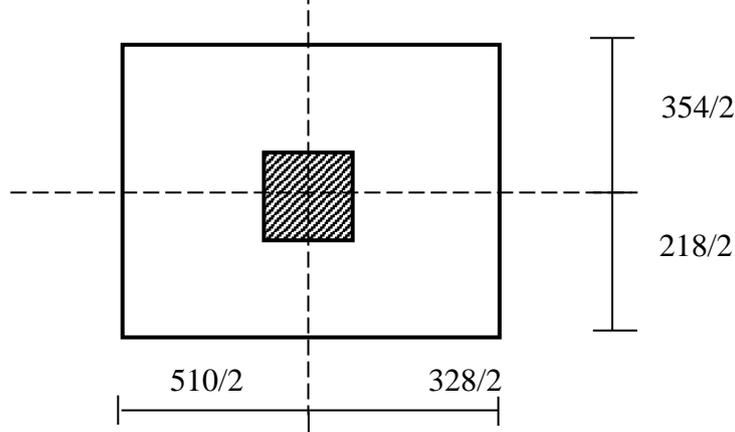


Figure II.4. La section le plus sollicité du poteau

On a 3 types de coffrage de poteaux :

- * **Type 1:** R.D.C jusqu'à 2^{ème} étage.
- * **Type 2:** du 3^{ème} étage jusqu'à 4^{ème} étage.
- * **Type 3:** du 5^{ème} étage jusqu'à la terrasse.

On calcule les efforts de compression qui agissent sur les poteaux dus aux charges permanents suivant le R.P.A 99/ (version 2003).

II.5. Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

a) Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = 6.28 \times 11.98 = 75.23 \text{ kN}$
- étages : $n \times G \times S = 6 \times 5.06 \times 11.98 = 363,72 \text{ kN}$

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1,1 \times (75.23 + 363,72) = 482,85 \text{ kN}$

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 7,75 \times 11,98 = 102,13 \text{ kN}$

b) L'effort normal N_U :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 482,85) + (1,5 \times 102,13) = 805,04 \text{ kN}$$

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

a) Détermination de "a" :

a.1. Vérification de flambement :

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

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

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

$$B = a \cdot b$$

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

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

Avec :

- L_f : longueur de flambement = $0,5 \times L_0$
- i : rayon de giration
- B : section des poteaux
- λ : L'élancement mécanique d'une pièce comprimée
- I : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a: $L_0 = 3,24 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \cdot 50} = 14,80 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45 cm**

b) Détermination de "b" :

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

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

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

$$B_r: \text{ section réduite du poteau : } B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armatures longitudinales

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

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

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289.45} = 16,46 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(16,46/35)^2]$$

$$\alpha = 0,80$$

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

$$N_u \leq 0,8 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,344(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 12,99 \text{cm}$$

Donc : on prend **b = 45cm.**

c) Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min (a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Donc en prend

la section des poteaux (45x45) cm

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{h_e}{22} ; 15 \right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 13,91 \text{cm} , e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,91 \text{cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

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

II.7. Tableau récapitulatif :

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

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
R.D.C.	45 X 45	30X45	30X 40	20
01	45 X 45	30X45	30 X40	20
02	45 X 45	30X45	30 X 40	20
03	40 X 40	30X45	30 X40	20
04	40 X 40	30X45	30 X40	20
05	35 X 35	30X45	30 X 40	20
06	35 X 35	30X45	30 X40	20
Terrasse	/	30X45	30X40	/

Tableau II.8:Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.

Chapitre III :

Calculs des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,

Fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

Le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2. Dimensionnement des poutrelles :

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

On a un seul type de planchers à corps creux $h_t = 20 \text{ cm}$

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

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur

Les quelles vient s'appuyer l'hourdis

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

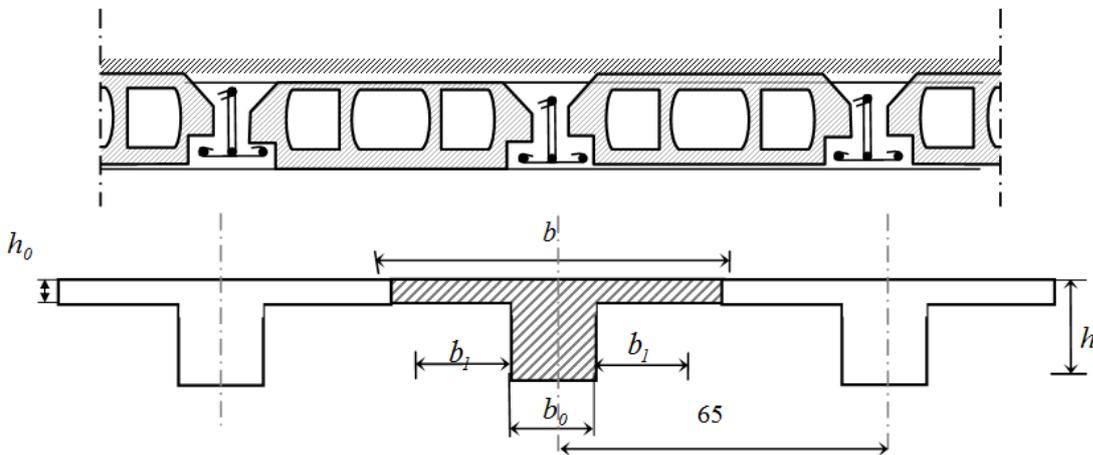


Figure. III.1. schéma d'un plancher à corps creux.

III.2.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

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

$L = 4,4 \text{ m} \quad l_1 = 0.65 \text{ m}$

$$\begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \quad b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \implies \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 440 / 10 = 44 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1=26,5$ cm.

$$(1) \Rightarrow b=2(26,5) +12=65 \text{ cm.}$$

Donc : **$b=65$ cm**

III.3. Méthode de calcul des poutrelles :

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

Dans notre projet nous utilisons deux méthode pour calcul des poutrelles :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT minorée.

III.3.1. Méthode forfaitaire :

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

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

- La charge d’exploitation $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$;
 - Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
 - Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25
- $$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25 ;$$
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b). Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

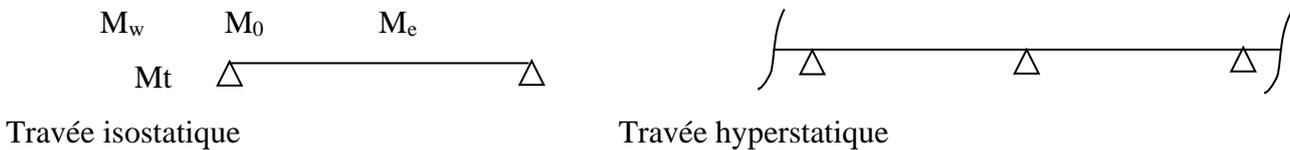


Figure. III.2.Schéma explicatif.

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

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 /2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 /2$ dans une travée de rive
- M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge

d'exploitation Q : $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

• **Travée de rive :**

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

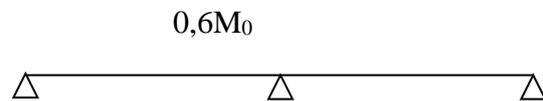
• **Travée intermédiaire :**

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

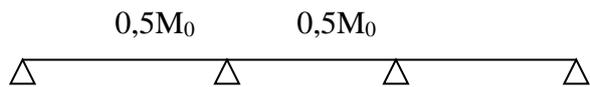
c). Valeurs des moments aux appuis:

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

-Cas de deux travées :



-Cas de trois travées :



-Cas de plus de trois travées:

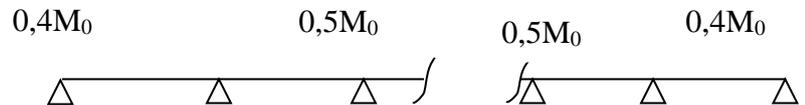


Figure. III.3. Schéma explicatif

d). Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer

les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

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

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

III. 3.2. Méthode de CAQUOT minorée:

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT minorée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

a). Moments sur appuis :

(Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

b). Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

-Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,

-On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$l' = l$ pour les deux travées de rive,

$l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.

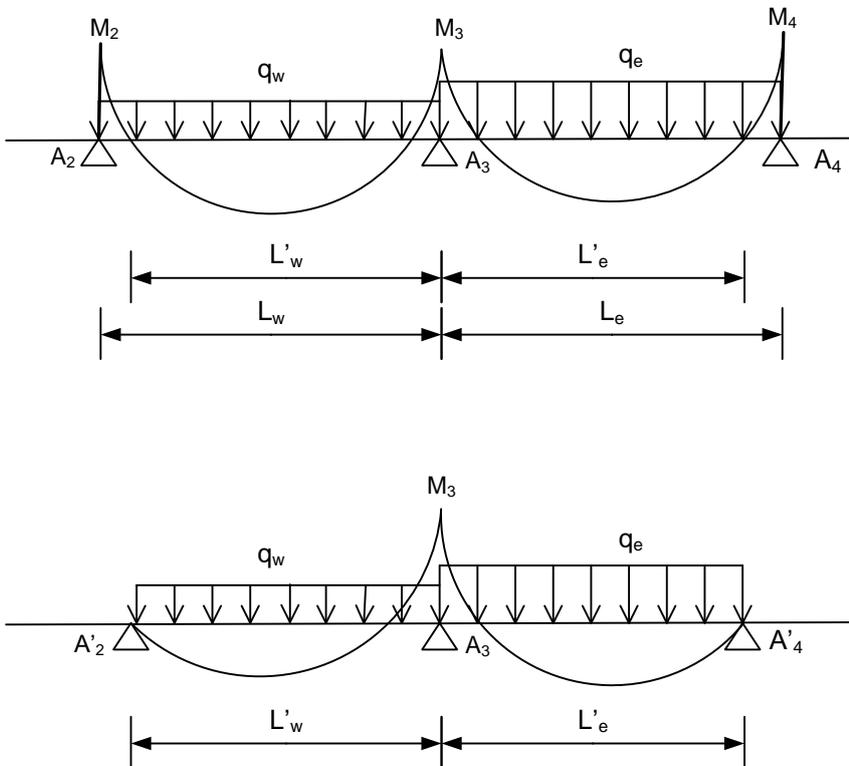


Figure. III.4. Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires)

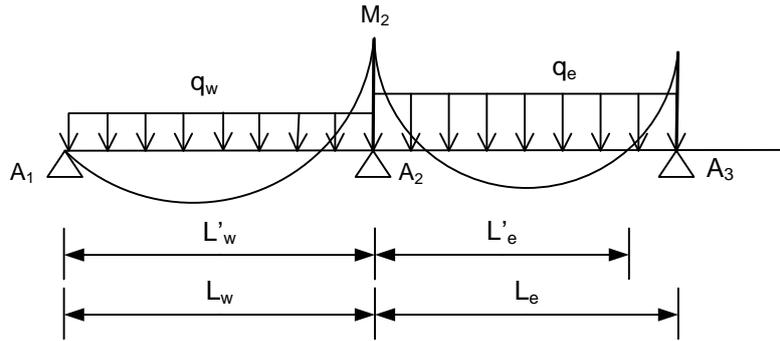


Figure. III.5. Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaire et de rive)

▪ La formule de CAQUOT apporte des corrections à la méthode de continuité théorique pour atténuer les moments sur appui : le coefficient 8 est remplacé par 8,5.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{appui} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

-Moments en travées :

Pour les calculs des moments en travée M_t on considère la longueur des portées réelles l (et non pas l').

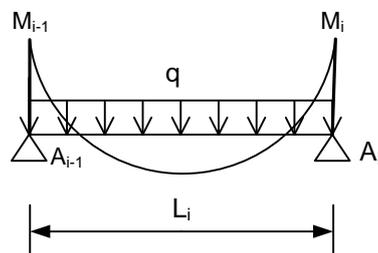
Rappels de RDM :

Pour une travée quelconque $A_{i-1} A_i$ de longueur L_i d'une poutre continue, soumise à l'action d'un système de charges.

Posons :

$$M_w = |M_{i-1}|$$

$$M_e = |M_i|$$



L'équation du moment de flexion en travée (à une distance x) est donnée par :

$$M(x) = M_0(x) - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

L'équation de l'effort tranchant dans la travée est donnée comme étant la dérivée de l'équation du moment de flexion :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL}{2} - qx + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

La résolution de l'équation $V(x) = 0$ permet de connaître l'abscisse d'effort tranchant nul et donc de moment fléchissant maximal en travée :

$$(T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL}{2} - qx + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 0) \Rightarrow (x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql})$$

$$M_{tmax} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$$

-Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

En A_{i-1} :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

En A_i :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui i se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées.

III.4. Étude des poutrelles:

a). Types de poutrelles :

Notre construction comporte six types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	
Type 05	
Type 06	

Tableau. III.1. Les types des poutrelles.

b). Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

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

a- Plancher étage courant : $G=5,06 \text{ KN/m}^2, Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2$Condition Vérifiée.

b- Plancher terrasse : $G= 6,28 \text{ KN/m}^2, Q=1 \text{ KN/m}^2$

$Q=1 \text{ KN/m}^2 < 2G= 12,56 \text{ KN/m}^2$Condition Vérifiée.

2- Poutrelle à inertie constante ($I=\text{cte}$).....Condition Vérifiée.

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 6^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de CAQUOT minorée

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

La méthode de CAQUOT minorée est applicable sur les planchers des étages courant.

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Etage courant:**

$$G = 5,06 \cdot 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \quad Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,90 \text{ KN/mL.}$$

$$Q = 1,50 \cdot 0,65 = 0,98 \text{ KN/mL} \quad Q_{ser} = G + Q = 4,27 \text{ KN/mL.}$$

❖ **Plancher terrasse:**

$$G = 6,28 \cdot 0,65 = 4,08 \text{ KN/mL} \quad Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,48 \text{ KN/mL.}$$

$$Q = 1,00 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \quad Q_{ser} = G + Q = 4,73 \text{ KN/mL.}$$

III.4.1. Plancher étage courant :

a). Calcul des sollicitations :

$Q_u = 5,90 \text{ kN/m}$ et $Q_{ser} = 4,27 \text{ kN/m}$

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

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

$$\text{On a : } \alpha = 0,2287 ; \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,06 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,269 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{array} \right.$$

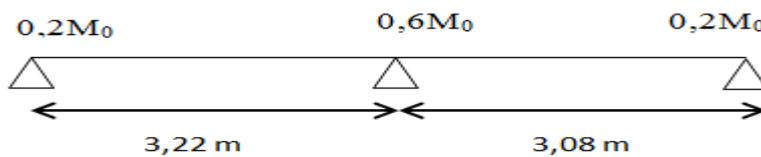
❖ **Exemple de calcul:**

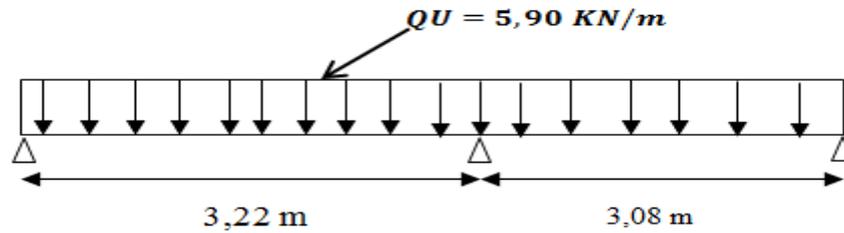
On prend comme exemple de calcul le 6^{ème} type de poutrelle (avec 2 travées) et le 2^{ème} type de poutrelle (avec 3 travées)

$Q_u = 5,90 \text{ KN/ml}$

b). Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 (La méthode forfaitaire) :

b).1. coefficient forfaitaire de la poutrelle type 6 :



b).2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :**Figure. III. 6.Schéma des poutrelles.****Moment isostique :**

$$\begin{cases} M_{0AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,22^2}{8} = 7,64 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,08^2}{8} = 6,99 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,2 \times 7,64 = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{0BC} = 0,2 \times 6,99 = 1,4 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :**Travée AB :**

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t^{AB} \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$M_t^{AB} \geq 1,068 \times 7,64 - \left[\frac{4,58+1,53}{2} \right] = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq 0,63 \times 7,64 = 4,81 \text{ KN.m}$$

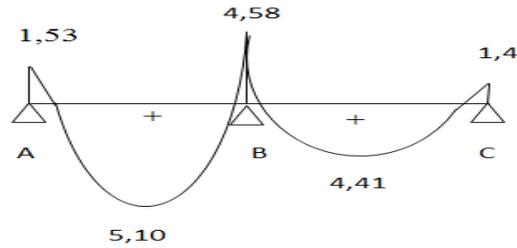
$$M_{t \text{ max}}^{AB} = 5,10 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} \geq 1,068 \times 6,99 - \left[\frac{4,58+1,53}{2} \right] = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq 0,63 \times 6,99 = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}}^{BC} = 4,41 \text{ KN.m}$$

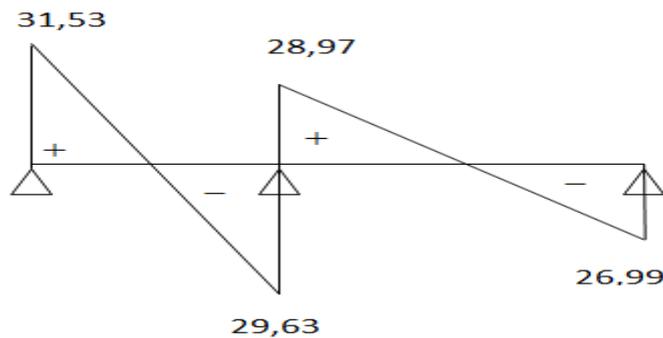


• Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_e}{L} \\ T_W = -\frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_e}{L} \end{cases}$$

travée AB $\begin{cases} T_A = \frac{5,9 \times 3,22^2}{2} + \frac{4,58 - 1,53}{3,22} = 31,58 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{5,9 \times 3,22^2}{2} + \frac{4,58 - 1,53}{3,22} = 29,63 \text{ KN} \end{cases}$

travée BC $\begin{cases} T_B = \frac{5,9 \times 3,08^2}{2} + \frac{4,58 - 1,53}{3,08} = 28,97 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{5,9 \times 3,08^2}{2} + \frac{4,58 - 1,53}{3,08} = -26,99 \text{ KN} \end{cases}$



c). Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 02 :

Vu que la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d:

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ (cas du plancher étage courant) pour les types (2-3-4-5), on propose pour le calcul des moments La méthode de CAQUOT minorée.

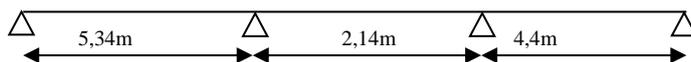
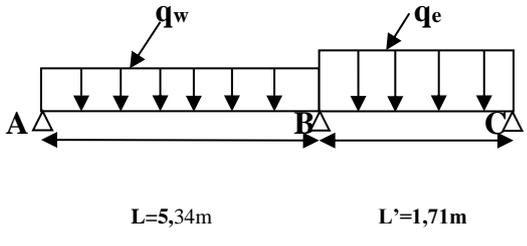
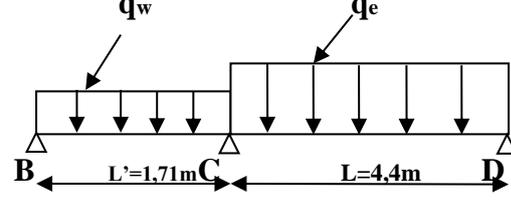


Figure.III.7.Schéma poutrelle type 02.

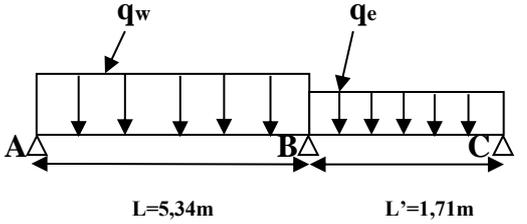
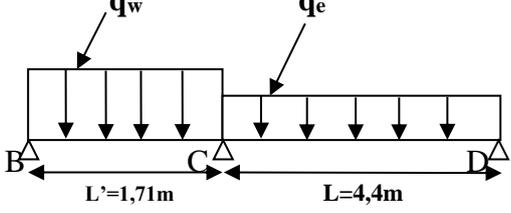
c).1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :

❖ calcul des moments sur appuis :

A) La premier cas :

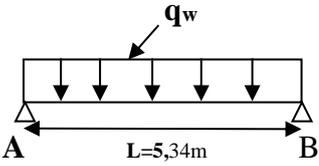
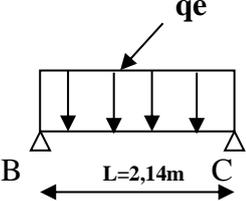
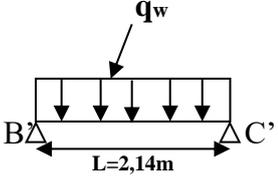
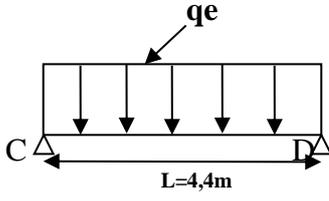
<p>Travée ABC: (L'E.L.U)</p> $q_w = 1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G \cdot 0,65 = 2,96 \text{KN/ml}$ $q_e = (1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 4,42 \text{KN/ml}$ <p>on a : $M_A = M_C = 0$;</p> $M_B = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -7,89 \text{KN.m}$	
<p>Travée BCD: (L'E.L.U)</p> $q_w = 2,96 \text{KN/ml}$ $q_e = 4,42 \text{KN/ml}$ <p>on a : $M_B = M_D = 0$;</p> $M_C = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -7,53 \text{KN.ml}$	

B) La deuxeme cas :

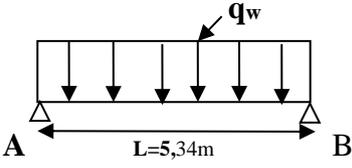
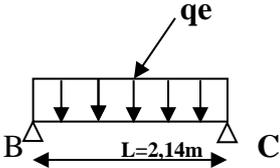
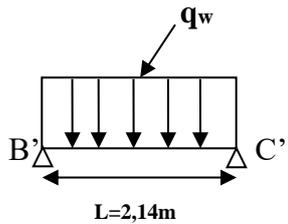
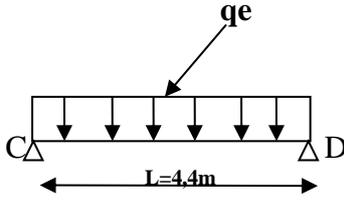
<p>Travée ABC: (L'E.L.U)</p> $q_w = (1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 4,42 \text{KN/ml}$ $q_e = 1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G \cdot 0,65 = 2,96 \text{KN/ml}$ <p>on a : $M_A = M_C = 0$;</p> $M_B = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -11,48 \text{KN.m}$	
<p>Travée BCD: (L'E.L.U)</p> $q_w = 4,42 \text{KN/ml}$ $q_e = 2,96 \text{KN/ml}$ <p>on a : $M_B = M_D = 0$;</p> $M_C = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right) = -5,47 \text{KN.m}$	

❖ calcul des moments en travée:

A) La premier cas :

<p>Travée AB:(L'E.L.U)</p> <p>$q_w=1,35 \cdot G \cdot 0,65=4,44\text{KN/m}$</p> <p>$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w-M_e)}{ql} = \frac{5,34}{2} + \frac{-7,89}{4,44 \cdot 5,34} = 2,34$</p> <p>$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w-M_e)}{L}x$</p> <p>$M_{TAB} = \frac{4,44 \cdot 5,34}{2} \cdot 2,34 - \frac{4,44 \cdot 2,34^2}{2} - 0 + \frac{0-7,89}{L} \cdot 2,34 =$</p> <p>$M_{TAB}=11,99\text{KN.m}$</p>	
<p>Travée BC: (L'E.L.U)</p> <p>$q_e=(1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 5,90\text{KN/ml}$</p> <p>$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w-M_e)}{ql} = x = \frac{2,14}{2} + \frac{7,89}{4,44 \cdot 1,71} = 1,69$</p> <p>$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w-M_e)}{L}x$</p> <p>$M_{TBC} = \frac{4,44 \cdot 2,14}{2} \cdot 1,69 - \frac{4,44 \cdot 1,69^2}{2} - 7,89 + \frac{7,89}{2,14} \cdot 1,69$</p> <p>$M_{TBC}=0,58\text{KN.m}$</p>	
<p>Travée B'C': (L'E.L.U)</p> <p>$q_w=1,35 \cdot G \cdot 0,65=4,44\text{KN/m}$</p> <p>$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w-M_e)}{ql} = 0,27$</p> <p>$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w-M_e)}{L}x$</p> <p>$M_{TB'C'}=0,16\text{KN.m}$</p>	
<p>Travée CD: (L'E.L.U)</p> <p>$q_e=(1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 5,90\text{KN/ml}$</p> <p>$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w-M_e)}{ql} = 2,49$</p> <p>$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w-M_e)}{L}x$</p> <p>$M_{TCD}=10,76\text{KN.m}$</p>	

B) La deuxième cas :

<p><u>Travée AB:(L'E.L.U)</u></p> $q_w = (1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 5,90 \text{KN/ml}$ $x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql} = 2,23$ $M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$ $M_{TAB} = 15,68 \text{KN.m}$	
<p><u>Travée BC: (L'E.L.U)</u></p> $q_w = 1,35 \cdot G \cdot 0,65 = 4,44 \text{KN/m}$ $x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql} = 2,29$ $M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$ $M_{TBC} = 0,05 \text{KN.m}$	
<p><u>Travée B'C': (L'E.L.U)</u></p> $q_e = (1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 5,90 \text{KN/ml}$ $x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql} = 0,65$ $M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$ $M_{TB'C'} = 1,25$	
<p><u>Travée CD: (L'E.L.U)</u></p> $q_w = 1,35 \cdot G \cdot 0,65 = 4,44 \text{KN/m}$ $x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql} = 2,47$ $M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$ $M_{TCD} = 8,17 \text{KN.m}$	

Résultats obtenus R.D.C 6^{ème} étages (Etage courant) :

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _{w(-)}	M _{e(-)}	T _w	T _{e(-)}	M ₀	M _t	M _w	M _e
Type 01	AB	04,34	13,89	11,81	5,56	5,56	12,80	12,80	10,03	04,01	04,01	08,52
Type 02	AB	05,34	15,75	15,68	03,15	11,48	14,19	17,31	11,30	11,34	02,26	08,24
	BC	02,14	01,08	01,25	11,48	05,28	09,21	03,42	00,80	00,02	08,24	02,50
	CD	04,4	07,16	08,17	05,28	01,43	13,81	12,15	05,03	06,72	02,50	01,01
Type03	AB	02,83	04,42	03,87	00,88	04,50	07,00	09,70	03,17	03,87	00,63	02,79
	BC	04,63	07,56	13,35	04,50	05,13	13,52	13,79	05,42	13,35	02,79	07,25
	CD	04,40	03,51	12,61	05,13	03,35	13,38	12,58	02,51	12,61	07,25	06,65
	DE	03,90	05,38	12,88	03,35	03,79	13,39	15,62	03,85	12,88	06,65	06,79
	EF	04,40	03,51	08,93	03,79	04,17	12,83	13,07	02,51	08,93	06,79	05,09
	FG	04,63	07,56	13,79	04,17	05,24	13,43	13,89	05,42	09,94	05,09	04,10
	GH	02,83	02,96	03,58	05,24	00,59	15,73	12,77	02,19	02,46	04,10	00,44
Type 04	AB	01,80	01,20	00,99	00,24	01,31	04,58	06,04	00,39	00,76	00,08	01,31
	BC	02,67	02,53	04,39	01,31	02,62	07,38	08,37	01,81	03,17	01,31	02,62
	CD	03,89	05,34	09,42	02,62	02,27	11,30	11,66	01,25	06,80	02,62	02,27
	DE	02,88	04,58	04,66	02,27	00,92	09,57	07,42	03,29	03,35	02,27	00,66
Type 05	AB	01,80	00,81	00,28	00,16	02,48	02,73	06,00	03,32	00,37	00,66	01,78
	BC	02,67	03,68	06,46	02,48	02,72	09,42	04,11	09,57	04,67	01,78	01,98
	CD	03,89	03,34	05,70	02,72	03,05	04,11	08,98	09,19	04,11	01,98	03,19
	DE	02,88	06,46	07,17	03,05	01,29	04,11	10,56	09,62	04,74	03,19	01,92
Type 06	AB	03,28	07,64	05,10	01,53	04,58	08,75	10,61	05,73	03,69	01,10	03,31
	BC	03,08	06,99	04,41	04,58	01,42	10,11	08,06	05,05	03,23	03,31	01,01

Tableau. III.2. Résultats obtenus R.D.C 6^{ème} étages (Etage courant).

Les sollicitations maximales de calcul sont :

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

AL'E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 15,68 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 5,56 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 11,48 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 15,73 \text{ kN} \end{array} \right.$$

AL'E.L.S

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 13,35 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 4,01 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,52 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

III.4.2. Plancher terrasse:

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

a). Méthode de calcul:

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

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _{w(-)}	M _{e(-)}	T _w	T _{e(-)}	M ₀	M _t	M _{w(-)}	M _{e(-)}
Type 01	AB	04,34	15,28	13,00	06,11	06,11	14,08	14,08	11,14	09,13	03,65	03,65
Type 02	AB	05,34	16,54	17,48	03,31	12,10	15,72	18,94	12,01	12,75	02,40	08,79
	BC	02,14	01,70	01,18	12,10	06,47	09,58	04,31	00,99	01,18	08,79	04,79
	CD	04,40	08,88	00,59	06,47	01,78	15,28	13,28	06,58	10,30	04,79	01,32
Type 03	AB	02,83	04,68	03,02	00,94	05,73	07,37	10,99	02,72	02,26	00,54	04,18
	BC	04,63	07,99	14,64	05,73	06,33	14,89	15,15	05,76	10,46	04,18	04,63
	CD	04,40	03,70	12,70	06,33	05,33	14,50	14,05	04,65	09,24	04,63	03,91
	DE	03,90	04,47	09,82	05,33	03,83	13,04	12,27	05,21	07,14	03,91	04,06
	EF	04,40	05,68	12,70	03,83	06,40	12,07	13,23	04,21	09,50	04,06	04,70
	FG	04,63	07,94	13,77	06,40	05,20	15,28	14,77	05,76	10,02	04,70	03,80
	GH	02,83	04,64	03,44	05,20	00,93	10,78	07,58	03,37	02,50	03,80	00,67
Type 04	AB	01,80	01,49	01,34	00,30	02,00	04,88	06,80	01,10	01,00	00,22	01,46
	BC	02,67	02,66	05,32	02,00	03,93	07,94	09,39	01,93	03,52	01,46	02,87
	CD	03,89	05,61	10,39	03,93	04,35	12,52	12,73	04,07	07,57	02,87	03,19
	DE	02,88	04,81	04,73	04,35	00,96	10,53	12,52	08,17	03,44	03,19	01,63
Type 05	AB	01,48	01,00	00,47	00,20	02,65	03,07	06,53	00,74	00,90	00,15	01,93
	BC	03,22	03,86	07,14	02,65	03,08	10,32	10,58	02,80	05,20	01,93	02,26
	CD	03,08	03,51	06,23	03,08	04,80	09,44	10,55	04,81	04,54	02,26	03,51
	DE	03,42	06,78	07,24	04,80	01,36	12,08	10,12	02,93	05,27	03,51	00,59
Type 06	AB	03,08	06,24	06,40	01,25	03,44	09,51	11,78	03,66	04,62	00,73	03,76
	BC	03,28	04,35	04,27	03,44	00,87	11,33	08,66	04,00	03,14	03,76	00,80

Tableau.III.3. récapitulatif des résultats obtenus.

AL'E.L.U

$$\begin{cases} M_{t \max} = 17,48 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 6,11 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 12,10 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 18,94 \text{ kN} \end{cases}$$

AL'E.L.S

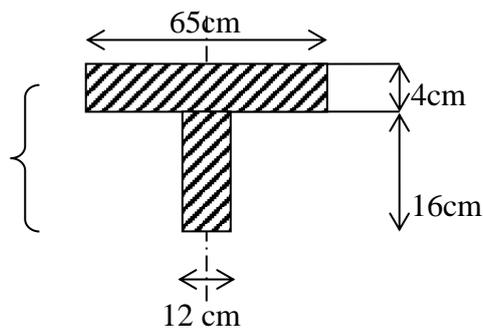
$$\begin{cases} M_{t \max} = 12,75 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 3,65 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.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

**Données :**

- Entre axes des poutrelles $b=65$ cm.
- Largeur de la poutrelle $b_0=12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=20$ cm.
- Epaisseur de la dalle $h_0=4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18$ cm

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ Mpa.
- Fissuration préjudiciable

III.5.1. Plancher RDC et étage courant :

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

A L'E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 15,68 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 5,56 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 11,48 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 15,73 \text{ kN} \end{array} \right.$$

A L'E.L.S

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 13,35 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 4,01 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,52 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

III.5.1.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**❖ En travée (armatures inférieurs) :**

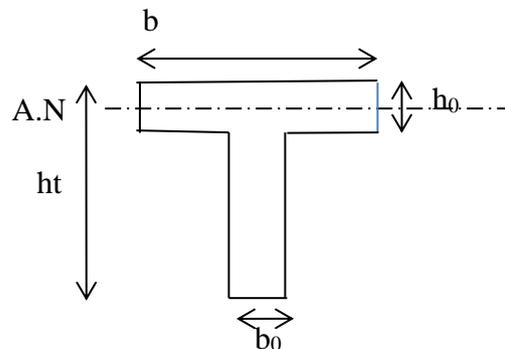
Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

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

$$M_{t \max} = 15,68 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \max} = 15,68 \text{ kN.m}$



$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,68 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 18^2 \cdot 65} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,043 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,972$$

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

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,68 \cdot 10^3}{0,972 \cdot 18 \cdot 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V' = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$V = ht - V' = 20 - 6,25 \Rightarrow V = 13,75 \text{ cm}$$

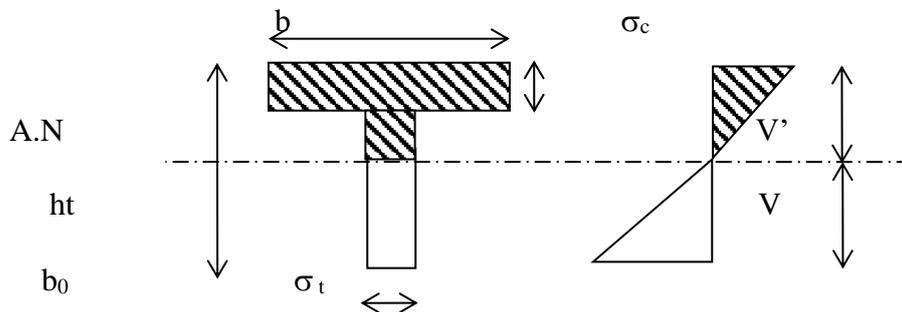


Figure 08. Notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_s = 2,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Le choix: 3T12=3,39 cm².

❖ **Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀xh)=(12x 20) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,48 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,208 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,068 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,48 \times 10^3}{0,990 \cdot 18 \cdot 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{st \min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot v'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal}=1, 85 \text{ cm}^2 > A_{min}=0,80 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix : 1T12+1T10 =1.92cm².

❖ **Sur appuis de rive :**

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,100 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,947$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,56 \cdot 10^3}{0,947 \times 18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15474,42}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal}= 0,94 \text{ cm}^2 > A_{min}=0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix : 2T10 =1.57cm².

III.5.1.2. Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{\max}=15,73 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,73 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,73 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée .

III.5.1.3. Calcul Les armatures transversales :

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

Diamètre $\Phi_t \leq \min (200/35; 120/10; 10) = 5,71\text{mm}$.

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

Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (16,20 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20\text{cm} \quad \text{Zone courante : } St=15 \text{ cm}$$

III.5.1.4. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > 0,044 ; & \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > \frac{13,35}{15 \times 11,30} = 0,079 ; & \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0016 < \frac{3,60}{400} = 0,009 ; & \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

les conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

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

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86\text{MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I

F_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

• **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \cong 13 \text{ cm}$$

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

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (13)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (13 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 13)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 13)^2$$

$$I_g = 34490,97 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ kN/m}$.

2-charge permanente après mise du revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ kN/m}$.

3-charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,06+1,5) \times 0,65 = 4,26 \text{ kN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 \cdot (5,34)^2 / 8 = 5,51 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,29 \cdot (5,34)^2 / 8 = 9,97 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 4,26 \cdot (5,34)^2 / 8 = 12,91 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes: $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{sJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = \frac{5,51 \times 10^6}{3,39 \times 16,2 \times 10^3} = 100,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9,97 \times 10^6}{3,39 \times 16,2 \times 10^3} = 181,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{12,91 \times 10^6}{3,39 \times 16,2 \times 10^3} = 235,08 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: f ; λ_i ; λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{[2 + 3 \times (12/65)] \times 0,016} = 2,57$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 2,57 = 1,028$$

Calcul des coefficients $\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$

* $\mu_j = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 100,33) + 2,1} = 0,43$

* $\mu_G = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 181,54) + 2,1} = 0,27$

* $\mu_P = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 335,08) + 2,1} = 0,16$

• **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G = 25356,69 \text{ cm}^4.$

$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 2,57 \times 0,43)} = 13249,90 \text{ cm}^4.$

$I_{FG} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 2,57 \times 0,27)} = 16466,36 \text{ cm}^4.$

$I_{FP} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 2,57 \times 0,16)} = 19764,99 \text{ cm}^4.$

$I_{FV} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 1,028 \times 0,27)} = 21832,52 \text{ cm}^4.$

• **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:**

$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_{Fi}}$ avec $E_i = 32164,20 \text{ MPa}$

$F_{ij} = \frac{5,51 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13249,90} = 0,37 \text{ cm}.$

$F_{ig} = \frac{9,97 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16466,36} = 0,54 \text{ cm}.$

$F_{ip} = \frac{12,91 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 19764,99} = 0,58 \text{ cm}.$

$F_{vg} = \frac{9,97 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 21832,52} = 0,40 \text{ cm}.$

$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$

$F_{total} = 0,40 - 0,37 + 0,58 - 0,54 = 0,07 \text{ cm}$

$F_{adm} = L/500 = 534/500 = 1,07 \text{ cm}.$

$F_{total} = 0,07 \text{ cm} < F_{adm} = 1,07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

III.5.2. Plancher Terrasse:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 17,48 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 6,11 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 12,10 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 18,94 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 12,75 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 3,65 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 8,79 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

E.L.U

E.L.S

III.5.2.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ **En travée(armatures inferieures) :**

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 équilibre par la table

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

$$M_{t \max} = 17,48 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht)= (65 x20) cm² soumise à M_{tmax} = 17,48KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,48 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,058 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,058 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,970$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,48 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 18 \cdot 348} = 2,88 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{st \min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot v} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: A_{Scal}=2,88 cm²> A_{min}=0,36 cm².....condition vérifiée.

Le choix: 3T12=3,39 cm².

❖ **sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :**

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

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,10 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,219 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,22 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,874$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,10 \cdot 10^3}{0,874 \cdot 18 \cdot 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{st \text{ min}} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot v'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 2,21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix : 2T12 = 2.26cm².

❖ **Sur appuis de rive :**

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,11 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,110 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,942$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,11 \cdot 10^3}{0,942 \times 18 \times 348} = 1,04 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{st \text{ min}} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot v'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} = \frac{15474,42}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1,04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix : 2T10=1.57cm².

III.5.2.2. Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{max}=18,94$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{18,94.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,88MPa$$

Pour Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\tau_u = 0,88MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ Condition Vérifiée .

III.5.2.3. Calcul Les armatures transversales :

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

Diamètre $\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10; 10) = 5,71mm$.

on adopte : $\Phi_t = 6mm$.

Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min (0,9d ; 40cm) \\ St &\leq \min (16,20 ; 40cm) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

Zone nodale : $St=10$ cm

Zone courante : $St=15$ cm

III.5.2.4. Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h_t}{L} &\geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > 0,044 ; && \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} &\geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > \frac{13,35}{15 \times 11,30} = 0,079 ; && \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0d} &\leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0016 < \frac{3,60}{400} = 0,009 ; && \text{Condition non vérifiée} \end{aligned} \right.$$

les conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

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

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86$ MPa

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

• **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \cong 13 \text{ cm}$$

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

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (13)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (13 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 13)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 13)^2$$

$$I_g = 34490,97 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ kN/m}$.

2-charge permanente après mise du revêtement : $G = 6,28 \times 0,65 = 4,08 \text{ kN/m}$.

3-charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (6,28+1) \times 0,65 = 4,73 \text{ kN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 \cdot (5,34)^2 / 8 = 5,51 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 4,08 \cdot (5,34)^2 / 8 = 12,36 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 4,73 \cdot (5,34)^2 / 8 = 14,33 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes: $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{5,51 \times 10^6}{3,39 \times 16,2 \times 10^3} = 100,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{12,36 \times 10^6}{3,39 \times 16,2 \times 10^3} = 225,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{14,33 \times 10^6}{3,39 \times 16,2 \times 10^3} = 260,93 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: f ; λ_i ; λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{[2 + 3 \times (12/65)] \times 0,016} = 2,245$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 2,245 = 0,898$$

$$\text{Calcul des coefficients } \mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 100,33) + 2,1} = 0,43$$

$$* \mu_G = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 225,06) + 2,1} = 0,22$$

$$* \mu_P = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 260,93) + 2,1} = 0,20$$

• **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G = 25356,69 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 2,245 \times 0,43)} = 14164,16 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 2,245 \times 0,22)} = 18670,83 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 2,245 \times 0,20)} = 19249,39 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \times 25356,69}{(1 + 0,898 \times 0,22)} = 23290,99 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:**

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_{Fi}} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{ij} = \frac{5,51 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14164,16} = 0,24 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{12,36 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 18670,83} = 0,59 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{14,33 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 19249,39} = 0,66 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{12,36 \times 5,34^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 23290,99} = 0,47 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{total} = 0,47 - 0,24 + 0,66 - 0,59 = 0,3 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 534/500 = 1,07 \text{ cm.}$$

$$F_{total} = 0,3 \text{ cm} < F_{adm} = 1,07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

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

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

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

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

❖ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

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

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

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 225 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

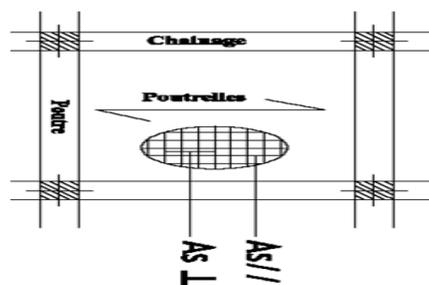


Figure.III.9. Ferrailage de la dalle de compression.

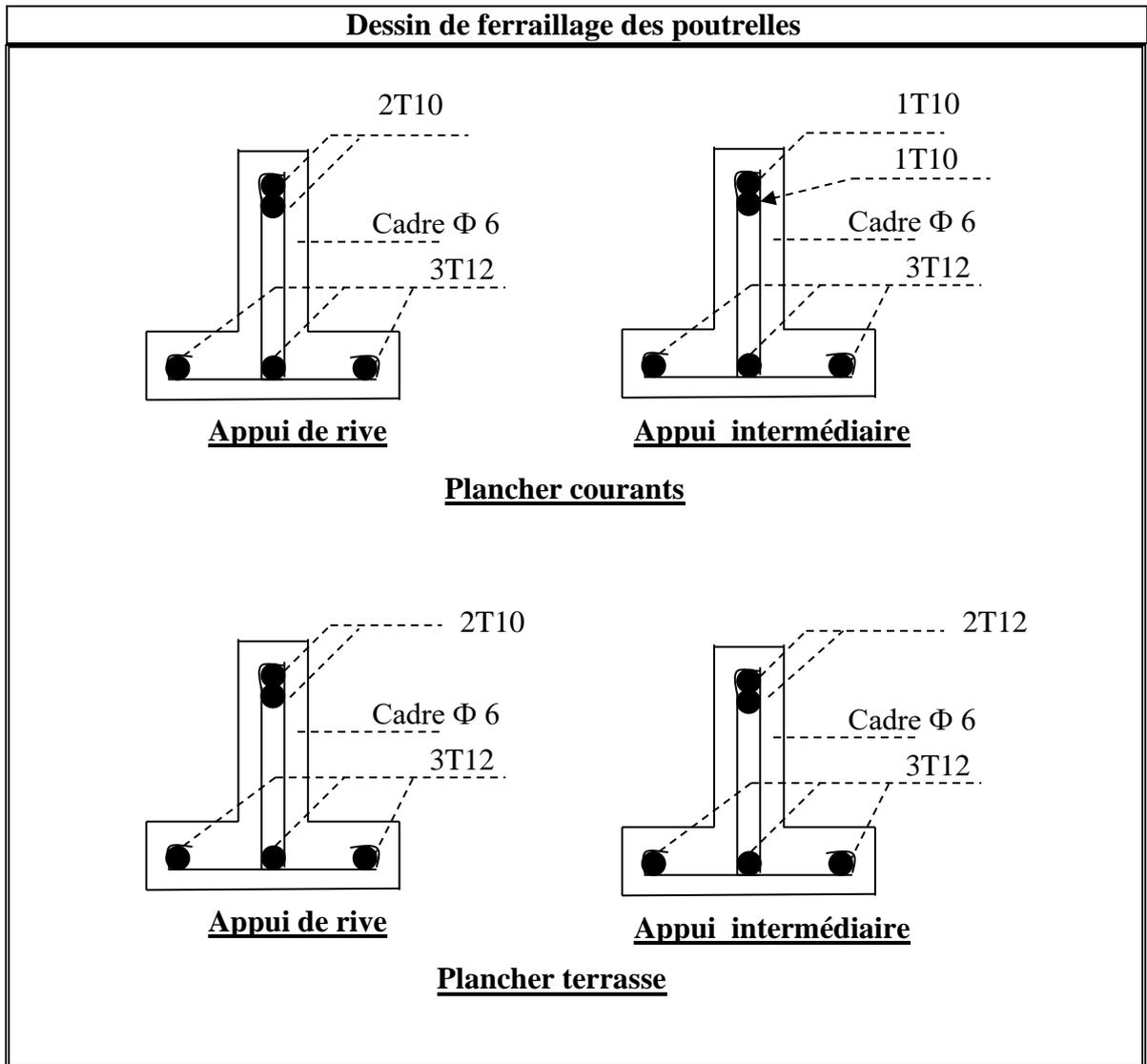


Figure.III.10.Dessin de ferrailage des poutrelles

Chapitre IV :
Etude des éléments
non structuraux

IV.1 .Acrotère :

IV.1.1. Introduction :

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

IV.1.2. Dimensions :

La hauteur $H = 50 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

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

IV.1.3. Calcul des sollicitations :

IV.1.3.1. poids propre :

$$S = \frac{0,002 \times 0,2}{2} + (0,008 \times 0,2) + (0,4 \times 0,1) = 0,058 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,058 \times 25 = 1,45 \text{ KN/ml}$$

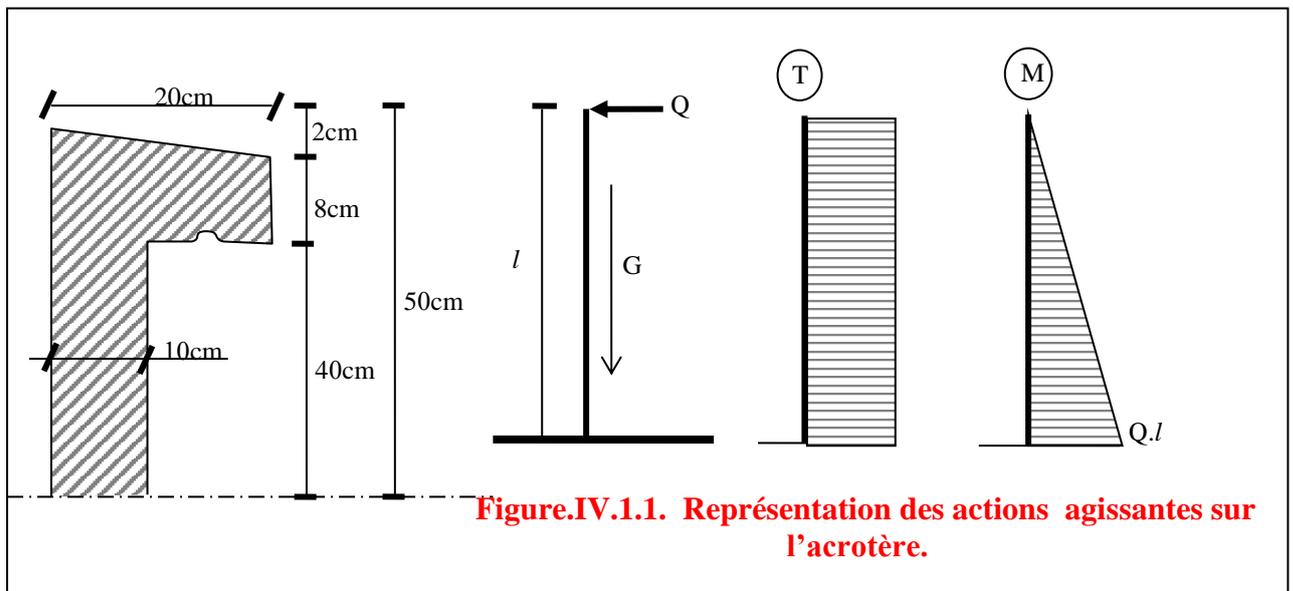


Figure.IV.1.1. Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.1.3.2. Surcharge :

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,45 = 2 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

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

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2} = 0,38 \text{ m}$$

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,38 \text{ m}$$

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

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

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

$$M_u = 2 \left(0,38 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,82 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2 - 0,82 = -0,68 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,79 \text{ KN.m}$$

$$-0,68 \text{ KN.m} < 24,79 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_u = 0,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,82 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,007$$

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

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l)$$

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

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

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

On calcul:

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,82 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,26 - \frac{2 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,2 \text{ cm}^2$$

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

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

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,5 / 1,48 = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

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

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

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

Les armatures de répartition:

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

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

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

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,48(0,38 - 0,02 + 0,1/2) = 0,60 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

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

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,58 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,58)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,58)^2$$

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

Ditérmination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{600}{1064,68} \times 1,58 = 0,89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

a. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{600}{1064,68} (9 - 1,58) = 62,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62,72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

b. Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

c. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

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

$$F_p = 4 \cdot \boxed{\text{Cp} \cdot A \cdot W_p}^{(1)}$$

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

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 1,48 \text{ KN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,48 \cdot 0,8 = 0,89 \text{ KN}$

$F_p = 0,89 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$ condition Vérifiée.

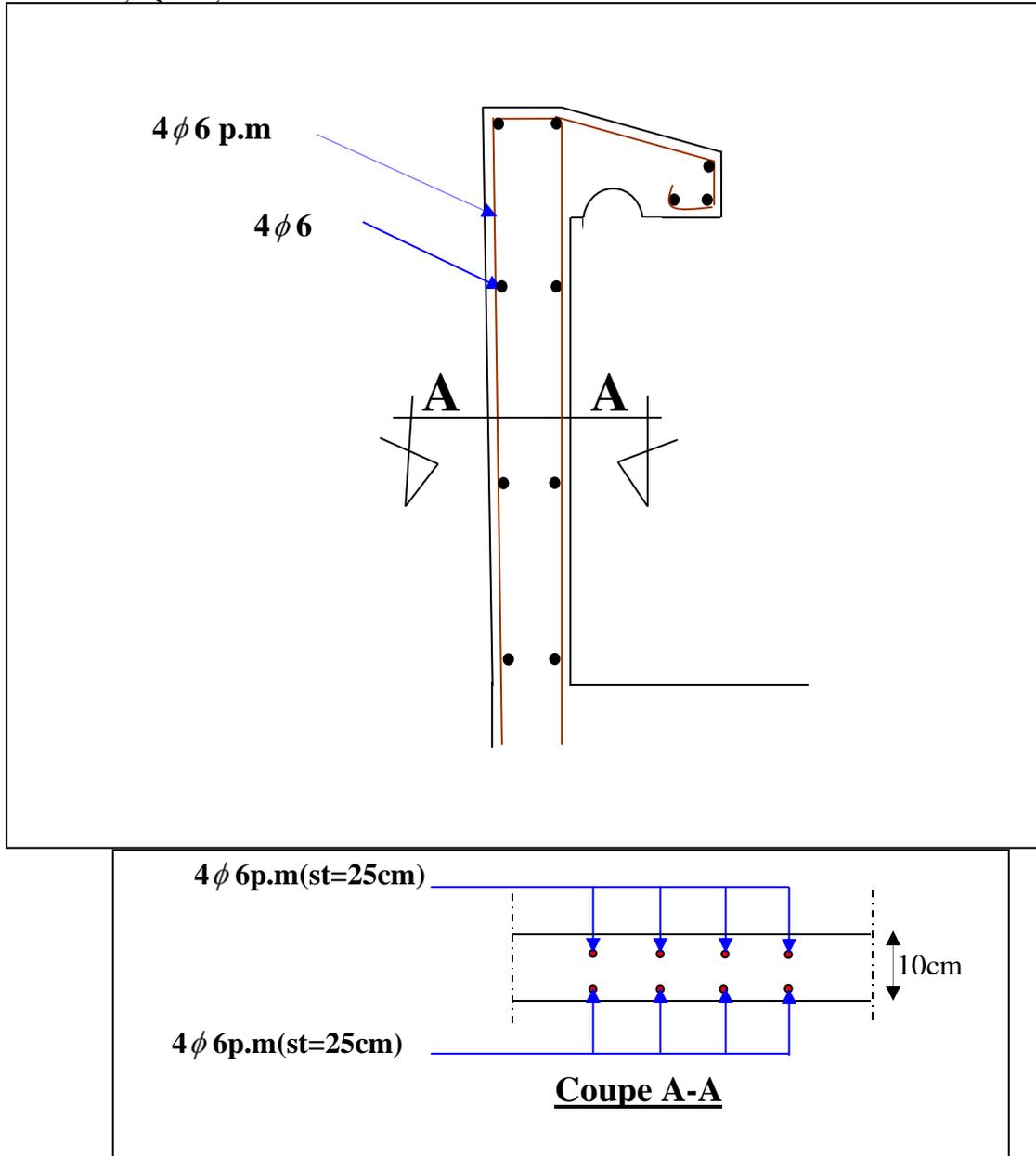


Figure. IV.1.2. Schéma du ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Balcon:

IV.2.1.Introduction:

Les balcons peuvent se trouver dans un projet en plusieurs types selon deux critères:

- a- Critère architectural : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir).
- b- Critère de résistance : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console - sur trois appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique
- Sécurité en matière d'incendie

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

Au niveau de notre projet les trois types de balcons, existent :

- Type 1: Balcon en console.
- Type 2: Balcon appuis sur trois côtés.
- Type 3: Balcon appuis sur quatre côtés.

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$

IV.2.2. Descente de charge:

Revêtement horizontal (carrelage+sable+ Mortier de pose) :

$$-1,16 \text{ kN/m}^2$$

Enduit en ciment (1,5 cm) : $1,5 \times 0,18$

$$-0,27 \text{ kN/m}^2$$

-poids propre de la dalle ($e=15\text{ cm}$) : $25 \times 0,15$

$$\longrightarrow 3,75 \text{ KN/ m}^2$$

$$G = 5,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

A l'E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 1,35 \cdot 5,27 + 1,5 \cdot 3,5 = 12,51 \text{ kN/m}$$

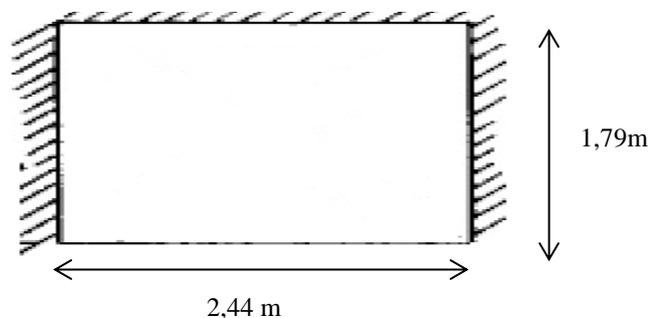
A l'E.L.S :

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ kN/m}$$

IV.2.3. Ferrailage des balcons :

IV.2.3.1. Balcon typel appuis sur trois côtés:

Dès qu'on sort domaine des dalles sur 4 appuis avec ou sans continuité ; le recours le plus logique est fait à la théorie des lignes de rupture, il en est ainsi de l'exemple de dalle sur 3 appuis traité ci-dessous



Exemple de calcul :

$$M_x = q \frac{l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q \frac{l_x^3}{48} = 9,09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = q \frac{l_x^3}{24} = 7,57 \text{ KN.m}$$

• **Sens L_x :**

$$\mu_x = \frac{M_x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,09 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\mu_x = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A_t = \frac{\mu_x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,09 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4T14 p.m** ce qui nous donne $A = 6,16 \text{ cm}^2 \quad S_t = 33,33$

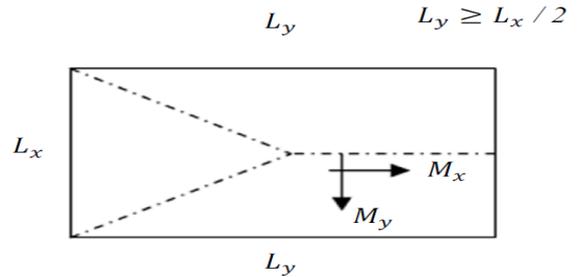
• **Sens L_y :**

$$\mu_y = \frac{M_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,57 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\mu_y = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_t = \frac{\mu_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,57 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4T14 p.m** ce qui nous donne $A = 6,16 \text{ cm}^2 \quad S_t = 33,33$



Type	Lx	Ly	M_x (KN.m)	As (cm ²)	Choix	M_y (KN.m)	As (cm ²)	Choix
Type 01	2,44	1,79	9,09	4,52	4T12	7,57	6,16	4T14
	4,85	1,87	23,82	6,16	4T14	3,41	3,39	3T12
	3,43	1,86	13,18	3,14	4T10	21,03	6,16	4T14

Tableau.IV.2.1. Résultats obtenus des balcons de 1^{er} type (Balcon appuis sur trois côtés)

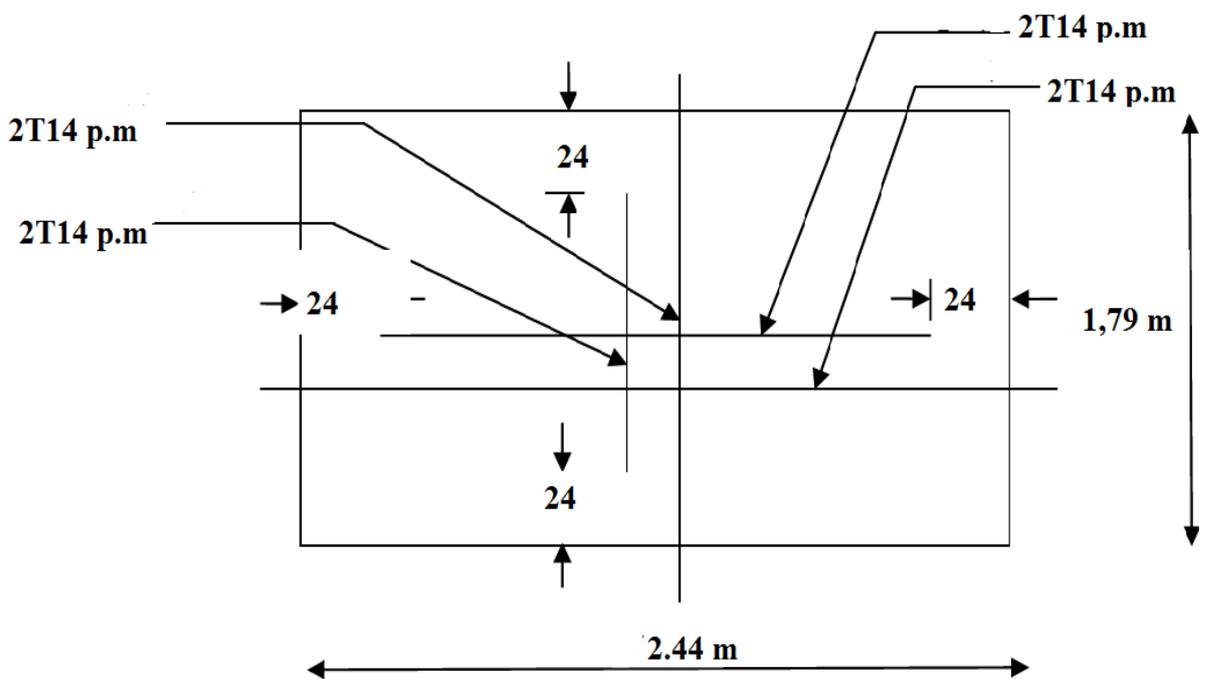
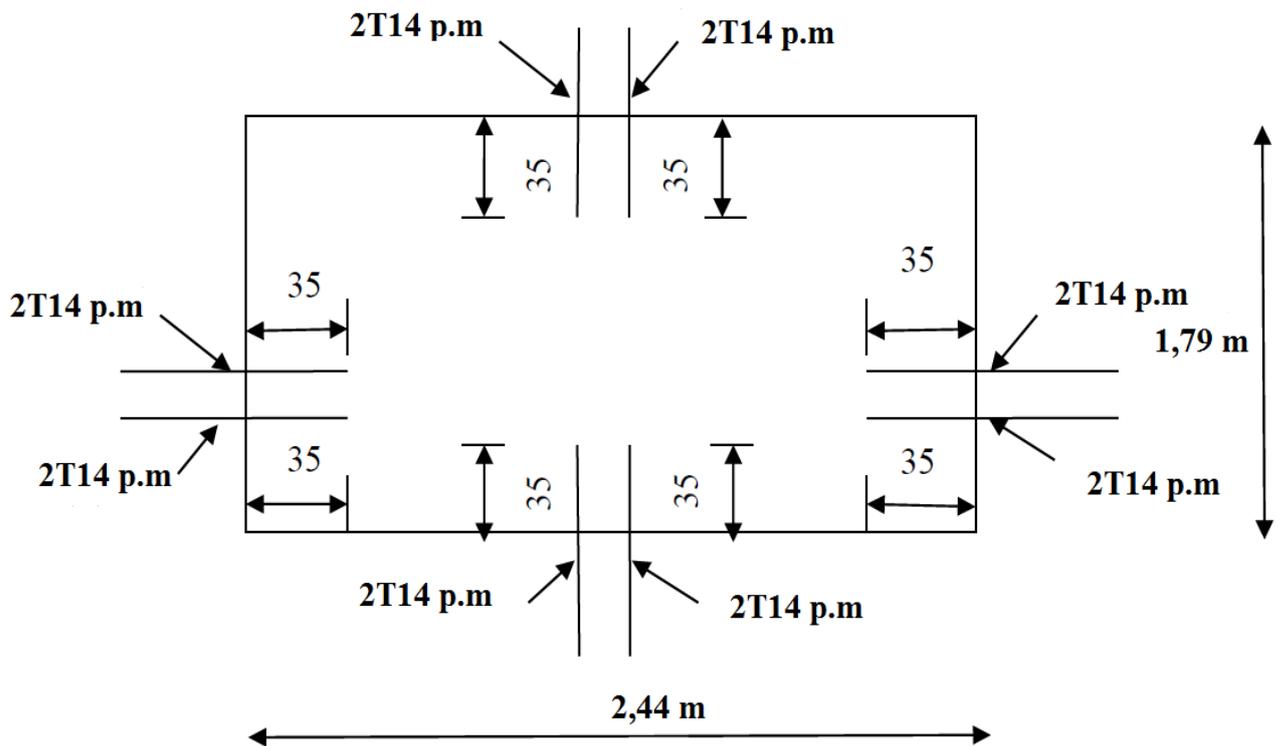


Figure. IV.2.1 Ferrailage de la dalle balcon sur 3 cotés

IV.2.3.2. Balcon type 2 en console :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques perforés de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

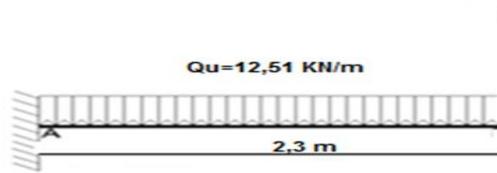


Figure IV.2.2 : Schéma statique du balcon.

1) Poids propre du mur :

$$P_{\text{mur}} = \gamma_{\text{mur}} \times b \times h = 9 \times 0,1 \times 1,85 \text{ m} = 1,67 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{\text{mur}} = 1,35 \times 1,67 = 2,25 \text{ kN}$$

2) Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{\text{enduit}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,85 \times 1 \text{ m} = 0,67 \text{ kN}$$

D'où :

$$P_{u \text{ enduit}} = 1,35 P_{\text{enduit}} = 1,35 \times 0,67 = 0,9 \text{ kN}$$

3) Charges totales :

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 2,25 + 0,9 = 3,15 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1,67 + 0,67 = 2,34 \text{ kN}$$

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

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,51 \times 2,3^2}{2}\right) - (3,15 \times 2,3) = 25,84 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_u l + P_u = (12,51 \times 2,3) + 3,15 = 31,92 \text{ kN}$$

5) Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,84 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,100 < \mu_r = 0,0392$$

$$\beta = 0,947$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,84 \times 10^3}{0,947 \times 13,50 \times 348} = 5,81 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **4T14** par.m soit = 6,16 cm²

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

On prend **5T8**, soit = 2,51 cm² l'espacement $S_t = 27 \text{ cm}$

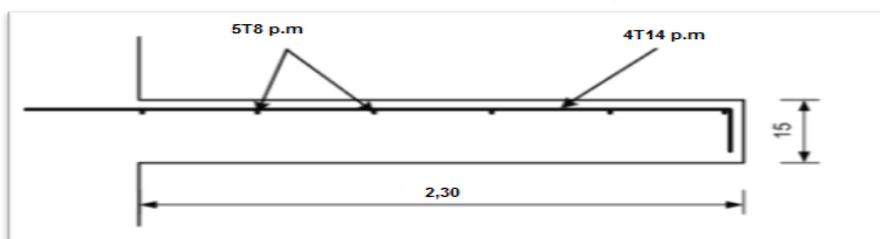


Figure IV.2.3 Ferrailage du balcon

IV.2.3.3. Balcon type 3 appui sur quatre coté:

On a :

$L_x = \text{Longueur suivant l'encastrement à la poutre} : l_x = 2,07\text{m}$

$L_y = \text{Longueur suivant l'encastrement à la poutre} : l_y = 4,88\text{m}$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,07}{4,88} = 0,42$$

Donc : la dalle travail dans deux sens (L_x, L_y)

1) Poids propre du mur :

$P_{\text{mur}} = \gamma_{\text{mur}} \times b \times h = 4,39 \text{ KN}$

D'où : $P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{\text{mur}} = 1,35 \times 4,39 = 5,93 \text{ KN}$

2) Poids de l'enduit en ciment :

$P_{\text{enduit}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 1,76 \text{ kN}$

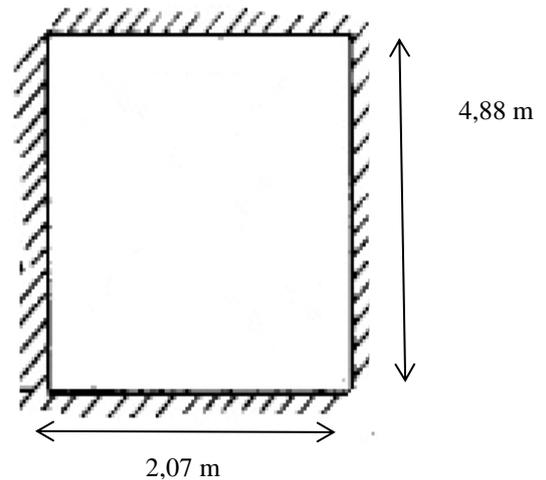
D'où :

$P_{u \text{ enduit}} = 1,35 P_{\text{enduit}} = 1,35 \times 1,76 = 2,38 \text{ KN}$

3) Charges totales :

$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 8,31 \text{ KN}$

$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 6,15 \text{ KN}$



Calcul le 5 type de balcon :

$$\begin{cases} L_x = 1.87 \text{ m} \\ L_y = 4.88 \text{ m} \end{cases}$$

$\rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.87}{4.88} = 0.42$ (la dalle travaillent suivant les deux directions $[x,y]$)

$\rho = 0.42 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \leftrightarrow (\mu_x; \mu_y)$ tirée du tableau

Détermination les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y :

Sens -x- :

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,1075 \times 18.66 \times 2.07^2 = 8.59 \text{ KN.m}$

Sens -y- :

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.2500 \times 8.59 = 2.14 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des moments en travée et sur appui :

Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 7.30 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 1.82 \text{ kN.m} \end{cases}$

Moment sur appui : $\begin{cases} M_{ax} = 0.4 M_x = 3.44 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.4 M_x = 3.44 \text{ kN.m} \end{cases}$

III.3.2. Calcul de ferrailage :➤ **En travée :**• **Sens -x- :**

$$M_{tx} = 7.30 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{7.30 \times 10^3}{14,17 \times (13.5)^2 \times 100} = 0,028$$

$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.30 \times 10^3}{0,995 \times 13.5 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens -y-**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1.82 \times 10^3}{14,17 \times (13.5)^2 \times 100} = 0,007$$

$\mu = 0,007 \rightarrow \beta = 0,9965$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.82 \times 10^3}{0,9965 \times 13.5 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1) **En travée :**

$$\text{- Sens -x- : } \begin{cases} A_{tx} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3T12 \text{ p. m} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{- Sens -y- : } \begin{cases} A_{ty} = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3T12 \text{ p. m} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

2) **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 3.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.44 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013$$

$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,9935$; β est tirée du tableau.

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.44 \times 10^3}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ **Sur appui :**

$$\begin{cases} A_a = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3T12 \text{ p. m} = 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.4.3 Vérifications :**1) Condition de non fragilité :**

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

$$A_{adpt} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Contrainte de cisaillement :

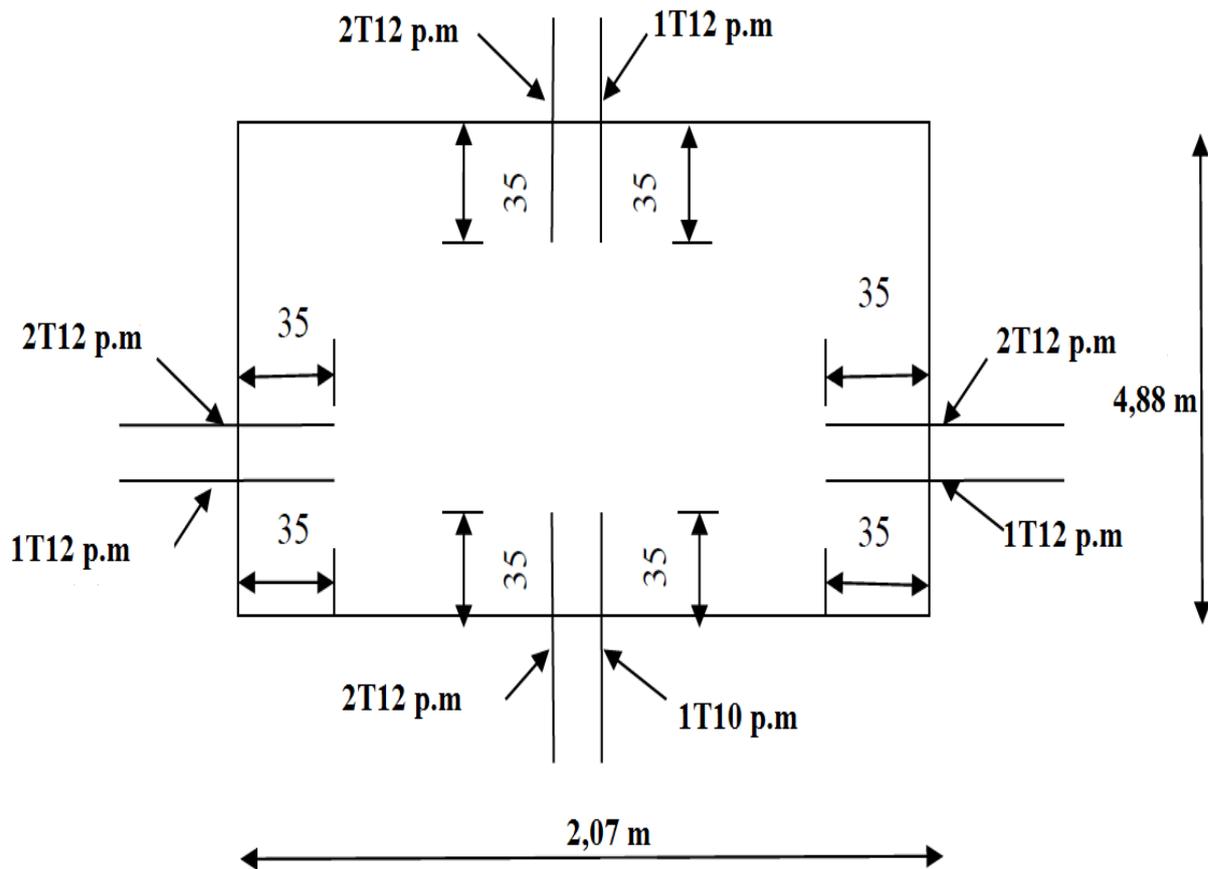
$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,45 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,13 \text{ MPa}$$

pour une fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$.

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

$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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



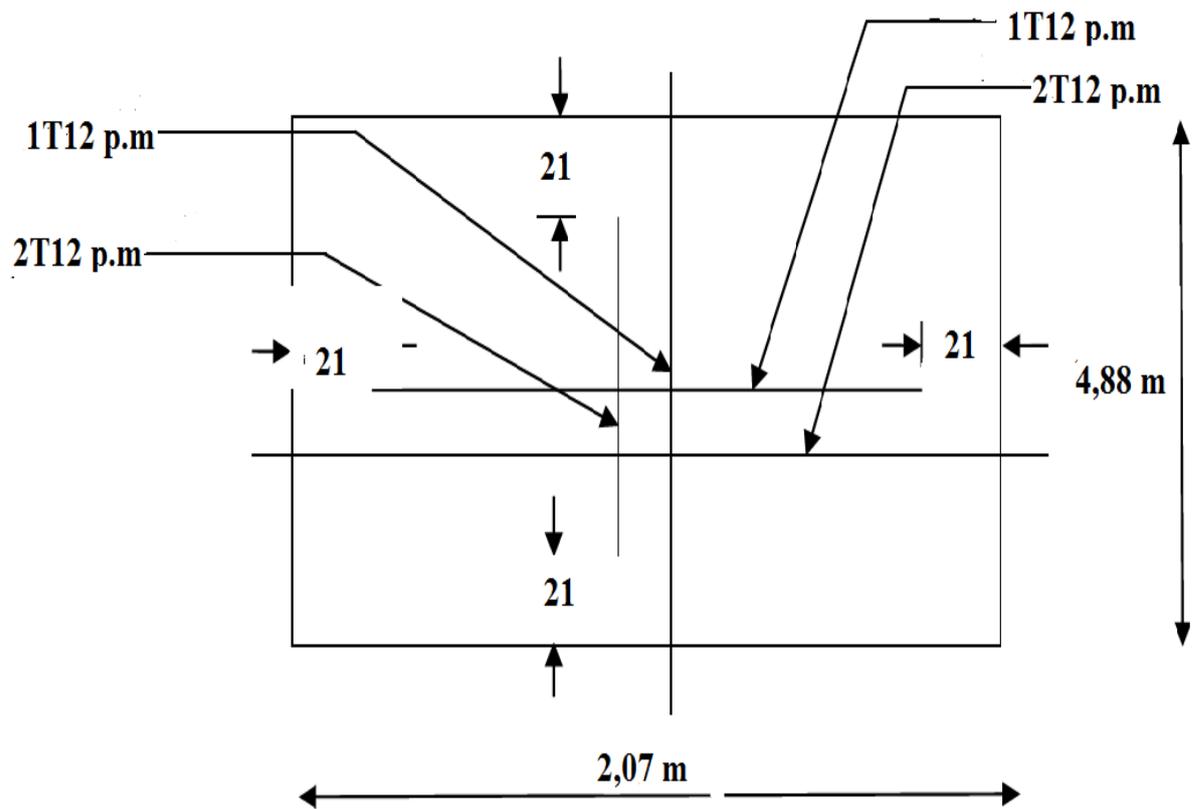


Figure. IV.2.4 Ferrailage de la dalle balcon sur 4 cotés

IV.3. Escaliers:

IV.3.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.3.1.1. Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier,.

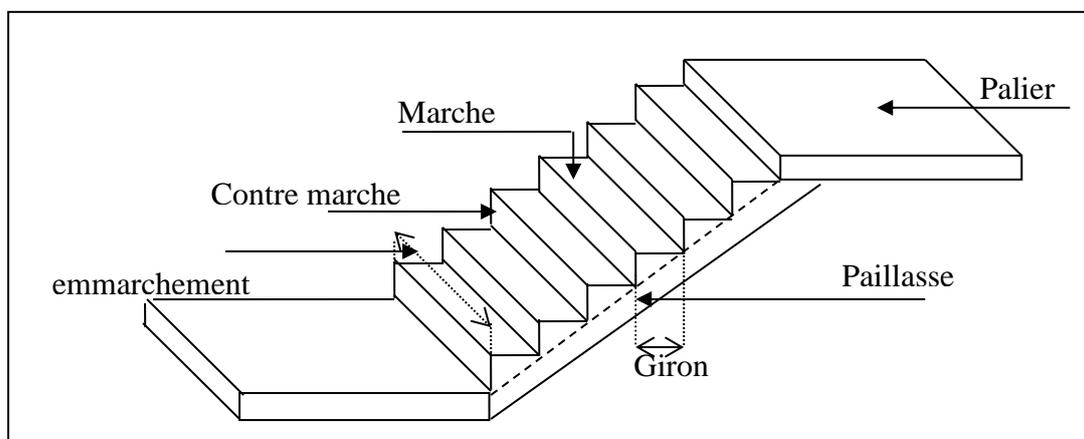


Figure IV.1. schéma d'un escalier

Le type d'escalier de notre projet est : console (la marche est encastrée dans un mur) à 3 volées à 2 paliers intermédiaires.

IV.3.2. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.....(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64$ cm

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

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

IV.3.3. Etude d'un escalier à trois volées :

L'ascenseur est installé dans le vide de la cage d'escalier.

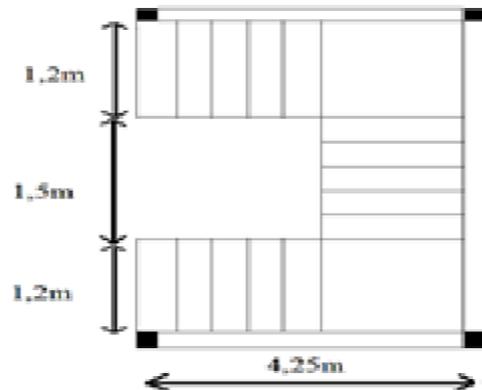


Figure IV.3.1 Etude d'un escalier à trois volées

IV.3.3.1. Dimensionnement des marches et contre marches :

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

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

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

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

Avec : $m=64$ et $H=306/3=102$ cm et $L=150$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 418n + 204 = 0$

La solution de l'équation est : $n=6$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1=5$ marches

Puis: $h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17$ cm

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30$$
 cm

D'après la formule de BLONDEL on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64$$

L'inégalité vérifiée, on a 5 marches avec $g=30$ cm et $h=18$ cm.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \text{cosa} = 0,87$$

IV.3.3.2. Epaisseur de la paillasse (ev):

En prend l'épaisseur de la paillasse : $ev = 5$ cm

IV.3.3.3. Epaisseur de palier (ep):

On prend : $ep=15$ cm.

IV.3.3 .4. Evaluation des charges et des surcharges :

Palier :

N ^o	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15

Tableau IV.3.1 . Evaluation des charges et des surcharges Palier

- charge permanente : G=3,81 KN/m²

- surcharge d'exploitation : Q=2,5 KN/m²

QU= (1,35 G+1,5 Q).1m = 8,89 KN/ml

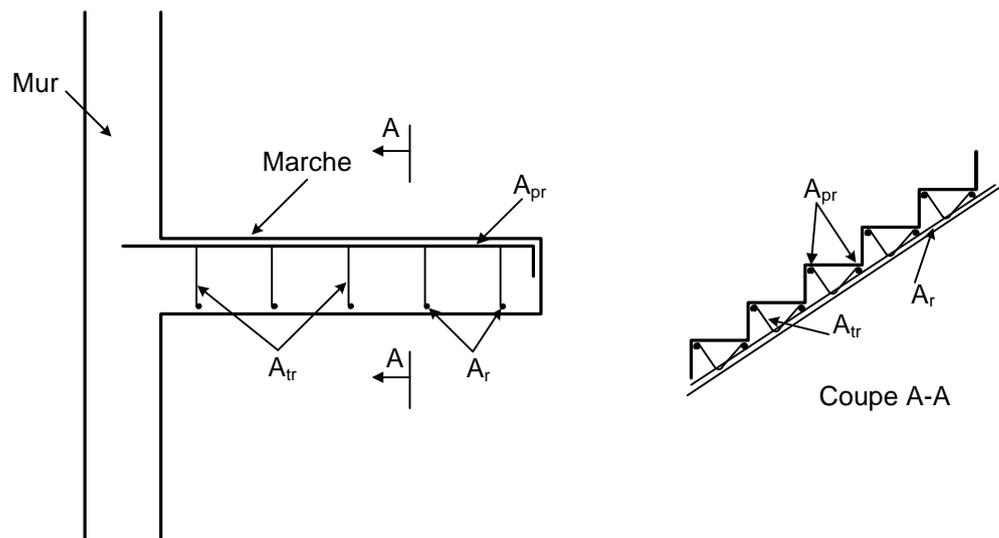
Qser= (G+Q).1m = 6,31 KM/ml

IV.3.3 .5. Calcul des escaliers consoles :

Dans ce type d'escaliers, la marche est encastrée dans un mur ou dans un pilier central (cette conception est surtout recommandée dans les escaliers en hélice ou lorsqu'il est difficile de placer des poteaux et des poutres dans la cage d'escalier.)

IV.3.3.6. Escalier console à paillasse rectiligne : (encastrement dans un mur)

- Paillasse mince de très faible épaisseur (5cm) ;
- Marche élément résistant (marche armée).



A_{pr}: Armatures principales.

A_r: Armatures de répartition.

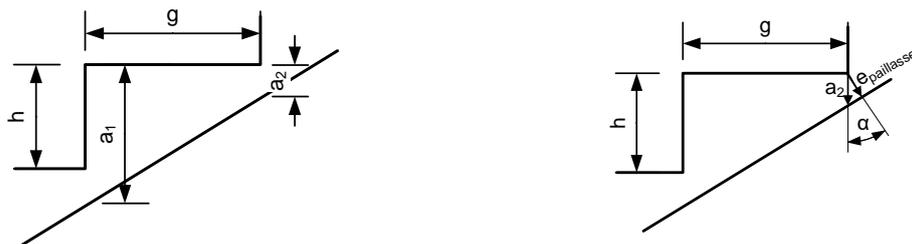
A_{tr}: armatures transversales (étriers).

Les armatures principales occupent la partie supérieure de la marche (zone tendue). La marche est calculée à la flexion simple en fonction du moment d'encastrement. La section de la marche est assimilée à une section rectangulaire de largeur (g) et de hauteur (a1 + a2)/2.

$$h_{eq} = \frac{a_1+a_2}{2} = \frac{(h+a_2)+a_2}{2} = \frac{h+2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos \alpha}$$

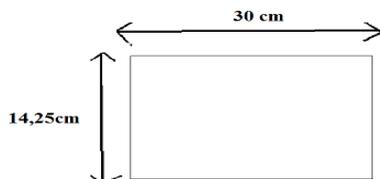
IV.3.3.7. Section de calcul :



$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{epaillasse}{\cos \alpha} = \frac{17}{2} + \frac{5}{0,87} = 14,25 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = 0,57 \quad \alpha = 29,54^\circ \quad \text{et} \quad \cos \alpha = 0,87$$

La section de calcul est ($g \times h_{eq}$) :



IV.3.4.2. Charges :

Poid de (la marche + la paillasse)

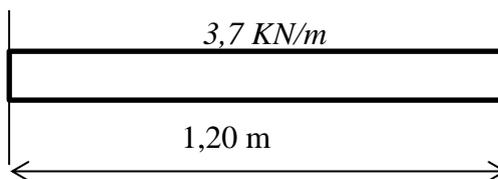
$$\gamma_{BA} \times g \times h_{eq} = 25 \times 30 \times 0,1425 = 1,07 \text{ KN/m}$$

Donc : $\begin{cases} G = 1,07 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \text{ KN/m} \end{cases}$

APE .L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 1,07 + 1,5 \cdot 1,5 = 3,7 \text{ KN/m}$$

IV.3.4.3. Moment de flexion :



$$M_{\max} = M_{\text{encastr}} = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{3,7 \times 1,2^2}{2} = -2,66 \text{ KN.m}$$

IV.3.4 .4. Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{\text{encastr}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,66 \cdot 10^3}{30 \cdot 12,83^2 \cdot 14,17} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{\text{march}} = \frac{M_{\text{encastr}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,66 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 12,14^2 \cdot 348} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

On adopte **2T10** (soit 1,57 cm²/marche)

$$\text{Armature de répartition} : \frac{A_{pr}}{4} = \frac{1,57}{4} = 0,39 \text{ cm}^2$$

On adopte $\varnothing 6$

IV.3.4.5. Disposition du ferrailage :

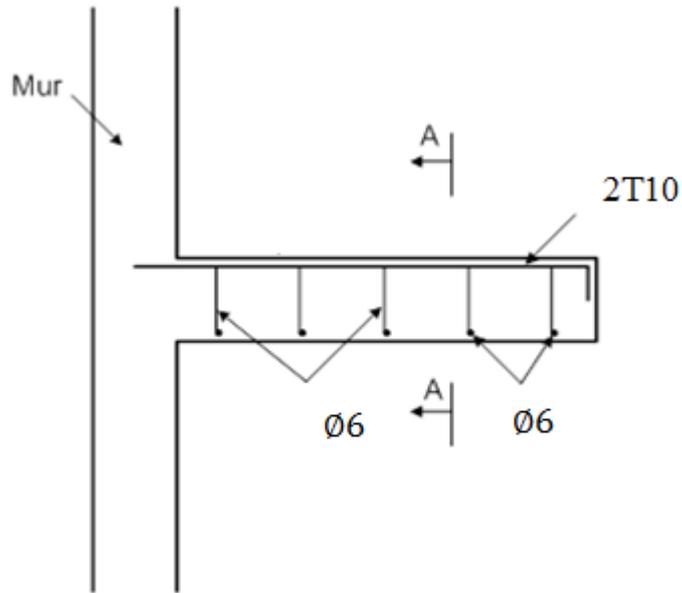
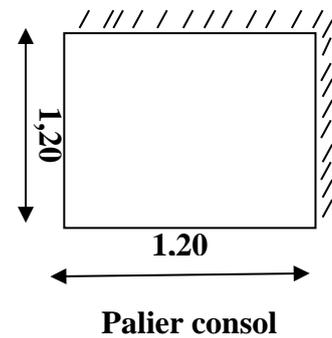
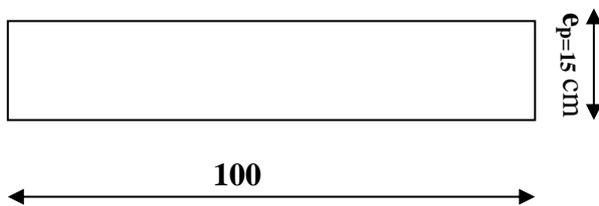


Figure IV.3.2 Disposition du ferrailage.

IV.3.4.6 Le palier :

Un sel type de palier « console »

Section a étudié



IV.3.3 .4. Evaluation des charges et des surcharges :**Palier :**

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Enduit de plâtre	0,015	10	0,2
	Lie de sable	0,2	0,18	0,36

Tableau IV.3.2. Evaluation des charges et des surcharges Palier

- charge permanente : $G=5,11 \text{ KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1\text{m} = 10,65 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 7,61 \text{ KN/m}$$

$$M_x = M_y = 3,6 \text{ kN.m / m}$$

$$T = 15,30 \text{ KN / m}$$

Ferraillage du palier :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,6 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,993$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,6 \times 10^3}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

On a $A_s < A_{min}$ donc :

On prend comme choix **4T10 p.m.** soit $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Dans l'autre direction on garde le même choix de ferrailage **4T10 p.m.** soit $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.3.3.5 Les vérifications :

• La marche

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 12,8 \times 2,1}{400} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{1,54 \times 10}{30 \times 12,8} = 0,04 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

MARCHE :

$$M_{ser} = 0,46 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 33,9y - 434 = 0 \rightarrow y = 4,37 \text{ cm}$$

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

a) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,37^3}{3} + (15 \times 2,26)(12,8 - 4,37)^2 = 3243,63 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,46 \times 10^3}{3243,63} \times 4,37 = 0,62 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

2) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

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

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 3243,63} \times \left[\frac{7,61 \times 1,20}{8} \right] = 0,19 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,19 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Le Palier :**

$$Q_u = 1,35(5,11) + 1,5(2,5) = 10,65 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 5,11 + 2,5 = 7,61 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

1) Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{11,64 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,09 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.7 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**Palier :**

$$M_x = M_y = 2,74 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 47,1y - 763,02 = 0 \rightarrow y = 5,53 \text{ cm}$$

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

2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 5,53^3}{3} + (15 \times 3,14)(15,3 - 5,53)^2 = 6186,95 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,74 \times 10^3}{6186,95} \times 5,53 = 2,45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,45 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\left\{ F = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \right.$$

$$F = \frac{Ql^4}{8EI} = \frac{10,65 \times 1,20^4 \times 10^2}{8 \times 32164,19 \times 10^{-5} \times 6186,95} = 0,14 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,14 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.3. Schéma de ferrailage :

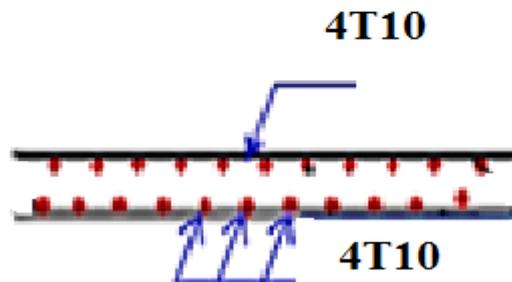


Figure VI.3.3 Ferrailage du palier

4. L'ascenseur:

IV.4.1. Introduction :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

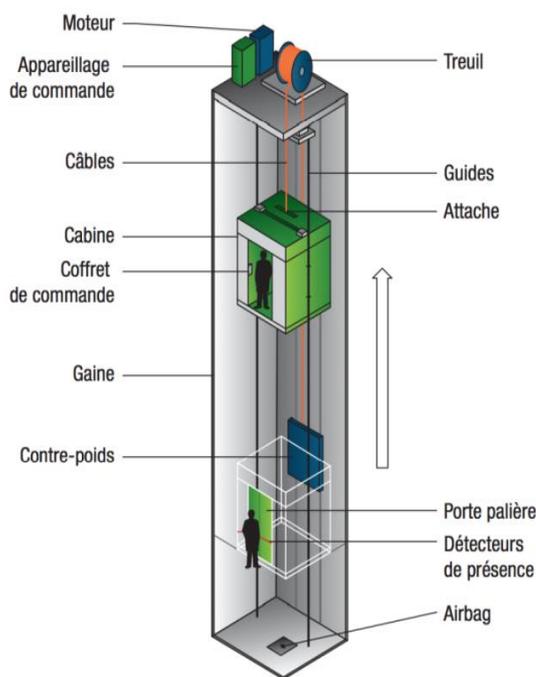


Figure : IV.4.1. Schéma d'un ascenseur.

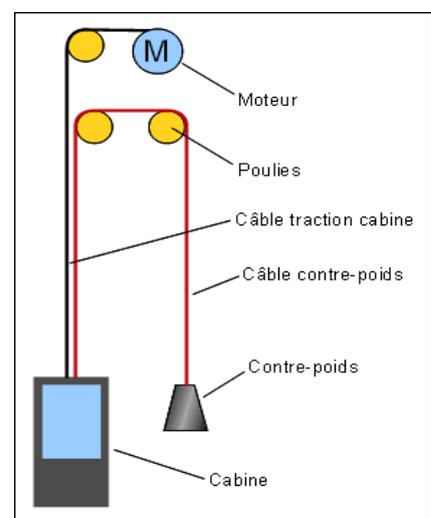


Figure : IV.4.2. Schéma de principe de l'ascenseur.

IV.4.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie.
- la cabine ou la benne.
- le contre poids .

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

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

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

Dans notre projet l'ascenseur porte Cinque personnes

- Largeur : 1,30
- profondeur : 1,10 m
- hauteur : 1,50 m
- la largeur de passage libre : 0,80 m
- la hauteur de passage libre : 1,50 m
- la hauteur de la course : 25.5m

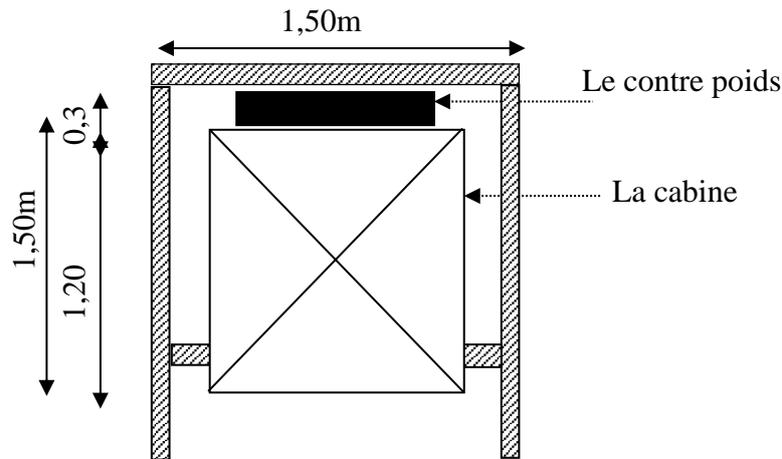


Figure : IV.4.3.Coupe d'ascenseur

La surface latérale

$$S = (2 \times 1,1 + 1,30) \times 1,50 = 5,25 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

a. Le poids mort

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,1 + 1,30) \times 1,50 = 5,25 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 5,25 \times 2 = 120,75 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,00 \times 2,10 = 4,20 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 1,43 = 157,3 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 1,43 = 28,6 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Tableau IV.4.1.poids mort de l'ascenseur

- Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 826,65 \text{ kg}$
- Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 826,65 + \frac{375}{2} = 1014,14 \text{ kg}$

b) Calcul de la charge de rupture :

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

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de 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 $D = 550 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

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.

$$M = Q + P_m + M_g \quad \text{-----} \quad (2)$$

dont : M_g : Poids du câble.

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

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 12(375 + 826,65) = 14419,8 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow Cr = 21165,12 / 0,85 = 24900,14 \text{ kg.}$$

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

Avec

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

$$n = \frac{C_r}{C_{r(\text{câble})} \times m} = \frac{16964,5}{8152 \times 2} = 1,04 \text{ soit } n=2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble; Le nombre de câble doit être un nombre pair .

c) Le poids des câbles (M_g):

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$

L :Longueur du câble $L = 25,5 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 25,5 = 26,27 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 375 + 826,65 + 26,27 = 1227,92 \text{ kg}$$

Vérifications de C_r :

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{16963,2}{1227,92} = 13,81 > 12 \quad \text{.....vérifiée}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 826,65 + 114,06 + 1200 + 26,27 = 3066,98 \text{ kg}$$

Les surcharges : $Q = 375 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 4702,92 \text{ kg.}$$

$$Q_s = G + Q = 3441,98 \text{ kg}$$

IV-4.3.Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement .

La charge totale ultime : $q_u = 4702,92 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{4702.92}{4} = 1175.73 \text{ kg}$$

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

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

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} U &= a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V &= b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} U &= a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V &= b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

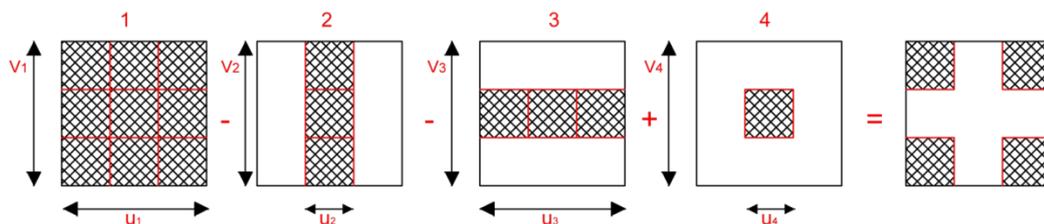
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00 \text{ kg} > q_0 = 1175,73 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

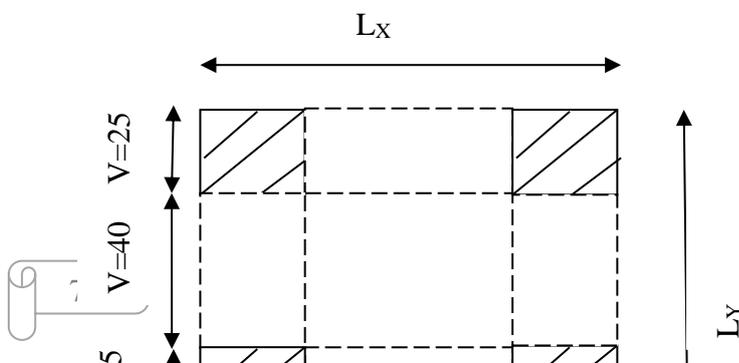
IV-4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



IV-4.5. Distances des rectangles :

- le rectangle (1) :

$$\left\{ \begin{aligned} U &= 90 \text{ cm} \\ V &= 120 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$



- le rectangle (2):

$$\begin{cases} U = 40cm \\ V = 120cm \end{cases}$$

- le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 90 cm \\ V = 80 cm \end{cases}$$

- le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 40 cm \\ V = 80 cm \end{cases}$$

IV-4.6.Les moments suivant les deux directions

A L'ELS

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de Poisson

A L'ELU: ($\nu = 0$)

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

$P = P'.S$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u.v} = \frac{1175,73}{0,25.0,25} = 11881.68 \text{ kg/m}^2$$

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

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P=P'.S	M _x	M _y
								(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	90	120	0,60	0,80	0,066	0,066	1,08	12832.21	923.91	91.11
2	40	120	0,27	0,80	0,092	0,092	0,48	5703,21	524.70	564.62
3	90	80	0,60	0,53	0,081	0,081	0,63	7485.46	606.32	628.78
4	40	80	0,27	0,53	0,115	0,115	0,28	3326.87	349.32	402.8

Tableau IV.4.2. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

IV-4.7.Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 142,21 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 224,23 \text{ Kg.m}$$

IV-4.8.Moments dues aux charges reparties (poids propre):

a) **Chargement :**

Lx=1,50 m Ly=1,50 m h₀=15 cm

Poids propre : G=0,15 x 2500 = 375 kg/m

Charge d'exploitation : Q = 100 Kg /m

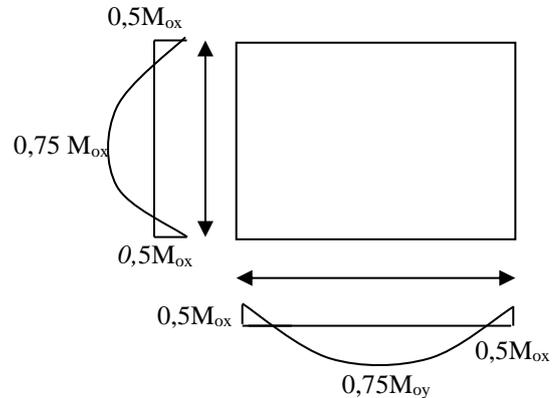
Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,50}{1,50} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

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

$$\alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 54,34 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 54,34 \text{ kg.m} \end{cases}$$



c) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 142,21 + 54,34 = 196,55 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 224,23 + 54,34 = 278,57 \text{ kg.m}$$

IV-4.9. Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 147,41 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 208,93 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 98,27 \text{ kg.m}$$

IV-4.10. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la dalle $b = 100 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

• **Sens Lx :**

Le moment ultime : $M_{tx} = 147,41 \text{ kg.m} = 1474,1 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1474,1}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

La section d'acier (Asx): $As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1474,1}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Sens Ly:**

Le moment ultime: $M_{ty} = 208,93 \text{ kg.m} = 2089,3 \text{ kg.m N.m}$

• **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2089,3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{sx}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2089,3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sur appui :

Le moment ultime : $M_{ax} = M_{ay} = 98,27 \text{ kg} \cdot \text{m} = 982,7 \text{ N} \cdot \text{m}$

• **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{982,7}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

La section d'acier (A_{sx}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{982,7}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV-4.11. Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquée la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \text{ min}} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{t_y} \notin 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{t_y} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_y} \notin 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{a_y} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens L_x :**

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

$$A_{t_x} \notin 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{t_x} = A_{x \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_x} \notin 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{a_x} = A_{x \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV-4.12. Choix des aciers:

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

$$\text{On à} \quad : \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}.$$

En travée:

• **Sens L_x :**

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

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

$$St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St_y = 45 \text{ cm}$$

$$St_y \leq 45 \text{ cm}$$

• **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

IV-4.13. Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

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

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

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_y & \text{Sens Lx} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

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

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

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 3281,3 \text{ N} = 3,2813 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6562,5 \times 1,5}{3} = 3281,2 \text{ N} = 3,2812 \text{ KN} < V_x$$

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

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{4702,92}{2 \cdot 0,25 + 0,25} = 6270,56 \text{ Kg} = 62705,6 \text{ N} = 62,7 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{4702,92}{3 \cdot 0,25} = 6270,56 \text{ Kg} = 62,7 \text{ KN}$$

Comme ($u=v=25 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u = V_v = 62,7 \text{ KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

Sens Lx: $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,2813 + 62,7 = 205,73 \text{ KN}$

Sens Ly: $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,2812 + 62,7 = 205,73 \text{ KN}$

D'où : $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}} = 205,73 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{205,73.10^3}{1000.135} = 1,52 \text{ MPa.}$$

15cm < h₀ = 16cm < 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 1,52\text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,15}{3} . \min(3.25\text{M pa}; 5\text{Mpa}) = 1,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-4.7. Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p_{ser}$$

Avec: v = 0,2(E.L.S)

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

$$p_{ser} = \frac{q_{aser}}{u.v}; \quad q_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$q_{aser} = (3066,98 + 375) . 1/4 = 860,49 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } P'_{ser} = 860,49 / (0,25)^2 = 13767,84 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 13767,84 . S$$

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

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P=P'.S	M _x	M _y
								(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	90	120	0,60	0,80	0,072	0,071	1,08	14869.67	1070.61	1055.75
2	40	120	0,27	0,80	0,092	0,099	0,48	6608,56	607.99	654.25
3	90	70	0,60	0,47	0,081	0,084	0,63	8673.74	702.57	728.59
4	40	70	0,27	0,47	0,105	0,121	0,28	3854.99	404.77	466.45

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

-Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 164,82 \text{ kg .m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 139,36\text{kg.m}$$

-Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15.2500 = 375\text{Kg/m}^2; \quad e_p = 15\text{cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475\text{Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0441 \cdot 475 \cdot (1,5)^2 = 47,13 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 1 \cdot 47,13 = 47,13 \text{ kg.m}$$

-Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 164,82 + 47,13 = 211,95 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 139,36 + 47,13 = 186,49 \text{ kg.m}$$

a) Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 158,96 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 139,87 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 105,98 \text{ kg.m}$$

b) vérification des contraintes dans le béton :

• **Suivant L_x :**

• **En travée :**

$$M_{tx} = 1589,6 \text{ N.m} ; A_t = 0,34 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

• **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - n A_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 0,34(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 1,12 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (1,12)^3/3 + 15 \cdot 0,34(13,5 - 1,12)^2$$

$$I = 828,48 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 1589,6 / 828,48 \cdot 1,12 = 2,15 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_{bc} = 0,7 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 2,15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

- **sur appuis :**

$M_{app}=105,98 \text{ kg.m}$, $A_a=0,23\text{cm}^2/\text{ml}$, $A' = 0.$

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

$Y=0,93\text{cm}$

- **Moment d'inertie (I):**

$I=70,18 \text{ cm}^4$

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

$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$

$\sigma_{bc} = (1059,8./70,18) \times 0,93 = 14,04 \text{ Mpa}$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:**

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

Alors :

$\sigma_{bc} = 14,04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ condition vérifiée

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

- **Suivant L_y :**

- **En travée :**

$M_{t_y} = 139,87\text{kg.m}$; $A_t = 0,29\text{cm}^2/\text{ml}$; $A' = 0$

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

$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$

On à :

$A_s' = 0$; et $n = 15$

D'ou :

$50y^2 - 15 \cdot 0,29(13,5 - y) = 0$

Donc : **$y = 1,04 \text{ cm}$**

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

$I = by^3/3 + 15.A_s. (d-y)^2$

$I = 100. (1,04)^3/3 + 15 \cdot 0,29 \cdot (14,4 - 1,04)^2$

$I = 813,92 \text{ cm}^4$

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

$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$

$\sigma_{bc} = (1398,7/813,92) \times 1,04 = 1,79 \text{ Mpa}$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:**

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

Alors :

$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ condition vérifiée

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

IV-4.8.Disposition du ferrillage:

-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28}=25\text{MPa}$.

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

* Cas des charges uniformes.

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

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0,x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

$L_1 = 32\text{cm}$.

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$L_2 = 32 \text{ cm}$.

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 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.

$$L_x / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 / mL avec $S_t = 33\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 33\text{cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 5T8 / mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

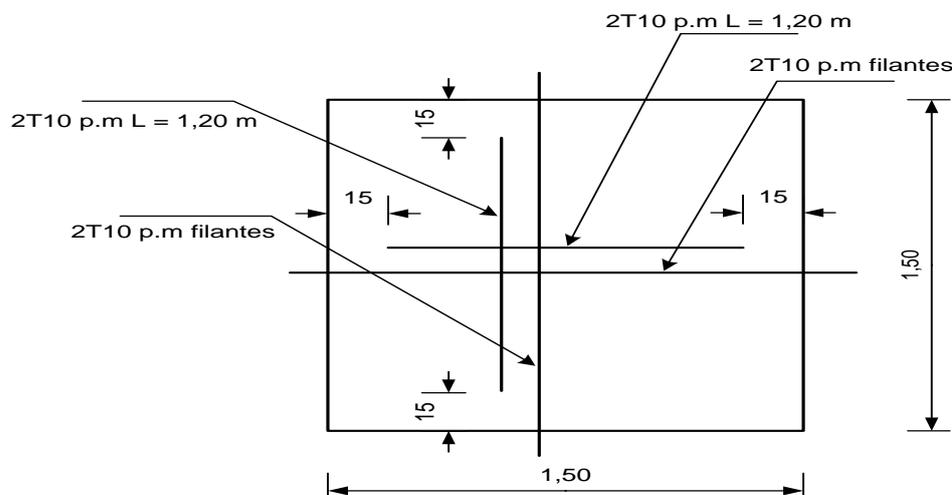


Figure : IV.4.4 Armatures inférieures (en travée)

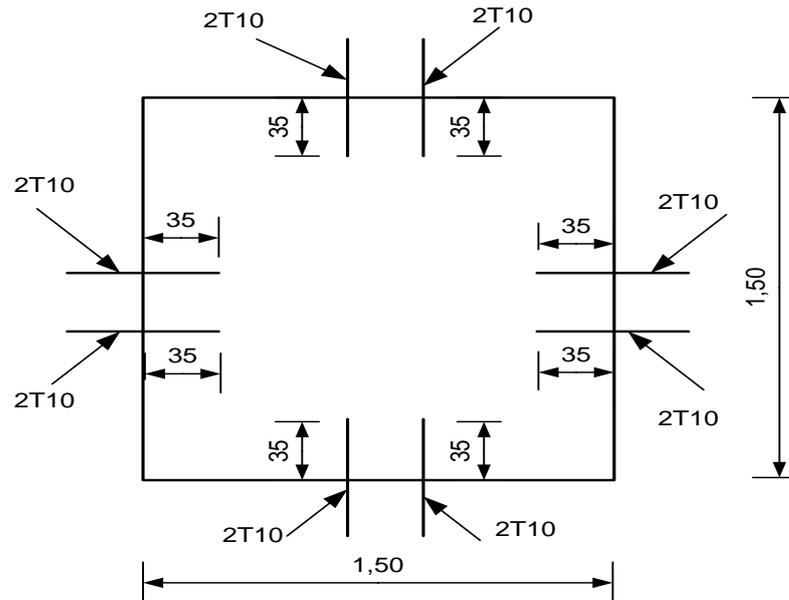


Figure : IV.4.5. Armatures supérieures (sur appuis)

IV-4.8. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm. On adopte une épaisseur **ep = 20 cm**. Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par : **$A_{min} = 0,1\% b \cdot h_t = 0,1 \cdot 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

Le voile est ferrillé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{adopte} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

Chapitre V :

Etude sismique

V.1. Généralités sur les séismes :

Les tremblements de terre, sont très fréquents: chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçu par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700 Km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphère concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporté 12 degrés.

. Des règles de construction parasismique ont été mises au point, Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les séismes meurtriers, comme celui de boumerdes le 21 mai 2003.

V.2. Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3. Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.99 /(Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.3.1 Méthode statique équivalente :

V.3.1.1 Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans Les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure.

• **Condition d'application** : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan** : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation** : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

• Zone I : Tous groupe.

• Zone IIa : Groupe d'usage 3.

• Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• Zone IIb et III groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

❖ La méthode statique équivalente n'est pas applicable Vu la configuration irrégulière de la structure , dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel «**Etabs 9.6**».

V.3.2 Méthode dynamique :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel Etabs 9.6 qui est un programme de calcul statique et dynamique des structures à comportement linéaire mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux États-Unis d'Amérique.

Nous avons fait appel au logiciel «**Etabs 9.6**» pour déterminer:

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modales α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.
- Les sollicitations internes (M, N, T)

V.4. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface d'**Etabs 9.6**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I).
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

V.4.1 Les résultats de l'analyse :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,369557	68,8502	0,023	68,8502	0,023
2	0,250844	0,0466	69,6189	68,8969	69,6418
3	0,188508	0,9776	0,2592	69,8745	69,901
4	0,091712	19,9377	0,0054	89,8122	69,9064
5	0,06185	0,0104	21,4002	89,8226	91,3066
6	0,046804	0,1229	0,0798	89,9455	91,3864
7	0,043619	5,8639	0,0044	95,8094	91,3908
8	0,030021	0,0019	5,3832	95,8114	96,774
9	0,028646	2,2847	0	98,096	96,774
10	0,022875	0,1979	0,0222	98,294	96,7962
11	0,021634	1,0297	0,0004	99,3236	96,7966
12	0,020324	0,002	1,9806	99,3256	98,7771

V.4.2 La disposition des voiles :



Figure. 1 Dispositions des voiles de contreventement

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - Charge permanente G : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
 - Détermination des combinaisons de charges :
- 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
 - Lancement de l'analyse ;
 - Interprétation des résultats ;
 - Détermination du spectre de réponse :

Zone : **IIa**

Usage : **2**

D'assise : **S3**

Coefficient de qualité : **1.20**

Coefficient de comportement : **5**

Amortissement : **6 %**

V.5. Interprétation des résultats :

V.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

V.5.1.1 Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ;

W : Poids total de la structure ;

1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 6\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,94 \geq 0,7$$

Site meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 21.92 m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Sens(x) : } T_{\min} \begin{cases} T = C_t \times H^{3/4} = 0,05 \times 21,92^{3/4} = 0,51 \text{ s} \\ T_x = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 21,92}{\sqrt{30,35}} = 0,36 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Sens(x) : } T_{\min 2} \begin{cases} T = C_t \times H_n^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 21,92^{\frac{3}{4}} = 0,51 \text{ s} \\ T_y = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 21,92}{\sqrt{23,17}} = 0,41 \text{ s} \end{cases}$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq T = 0,36 \leq T_2 = 0,5 \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow \mathbf{D = 2,35}$$

2. Coefficient d'accélération de zone A :

- Zone IIa

- Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\mathbf{A = 0.15}$$

3. Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$ [RPA99 (version 2003)/tableau 4]

4. Facteur de qualité Q :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-Redondance en plan.

3-Régularité en élévation.

4-Régularité en plan

5-Contrôle de qualité de matériaux.

6-Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00) = 1,20.$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,20 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

1. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum WGi + \beta \sum WQi \quad [\text{RPA99 version 2003/formule 4.5}]$$

Avec :

WG_i : Poids du aux charge permanentes ;

WQ_i : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum WGi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum WQi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Etabs 9.6**

$$W = 35750,60 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,35 \times 1,20}{5} \times 35750,60 = 3024,50 \text{ KN}$$

V.5.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier **Etabs 9.6**, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx :

$$V_x = 2784,32 \text{ KN} > 80\% V = 2419,6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy :

$$V_y = 2873,80 \text{ KN} > 80\% V = 2419,6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.2 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,37 \text{ sec} < 30\% \cdot T_x = 1,3 \times 0,36 = 0,45 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,37 \text{ sec} < 30\% \cdot T_y = 1,3 \times 0,41 = 0,55 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.5.3 Les coefficients de participation modale :

On doit vérifier $\Sigma \alpha l \geq 90\%$

Le logiciel **ETABS** peut déterminer directement les valeurs les coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

• **sens longitudinal :**

$\Sigma \alpha x = 99,32\% > 90\%$condition vérifiée

• **sens transversal :**

$\Sigma \alpha y = 98,77\% > 90\%$condition vérifiée

V.5.4 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_k < 0,2 S$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 7 niveaux)

T_k : la période du mode K

=> $K \geq 3\sqrt{7} = 7,94 \Rightarrow K \geq 7$ modes

$T_8 = 0,06 < 0,2S$condition vérifiée.

V.5.5 Calcul et vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \quad \text{avec} \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

niveau	sens longitudinal			Sens transversal.			RPA99/2003
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}(m)$	$\Delta k(m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}(m)$	$\Delta k(m)$	
6	0,0048	0,024	0,004	0,0023	0,012	0,002	0,0306
5	0,0040	0,020	0,004	0,0019	0,010	0,001	0,0306
4	0,0032	0,016	0,004	0,0015	0,009	0,003	0,0306
3	0,0023	0,012	0,004	0,0011	0,006	0,002	0,0306
2	0,0015	0,008	0,004	0,0007	0,004	0,002	0,0306
1	0,0008	0,004	0,004	0,0004	0,002	0,002	0,0306
RDC	0,0003	0,002	0,002	0,0001	0,0002	0,002	0,0306

Tableau V.1. Déplacements relatifs aux différents niveaux sens longitudinal et transversal

les déplacements relatifs ne dépassent pas 1,0% de la hauteur d'étage : donc la condition est vérifiée, selon le critère de justification de sécurité de l'article 5.10 du RPA99/V2003

V.5.6. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être 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 des exploitations associées au dessus niveau "K".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k"

h_K : hauteur de l'étage "K".

Si: $0,10 \leq \theta_K \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur: $1/(1-\theta_K)$

Si $\theta_K > 0.20$. La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par le tableau suivant :

- **Sens longitudinal :**

niveau	Wg (KN)	P _k (KN)	h _K (m)	Δ _K (KN)	V _x (KN)	θ
6	4461,389	4461,39	3,06	0,004	815,58	0,007
5	5033,368	9494,76	3,06	0,004	1396,46	0,008
4	5103,917	14598,67	3,06	0,004	1821,29	0,010
3	5103,917	19784,76	3,06	0,004	2183,81	0,010
2	5263,398	25048,16	3,06	0,004	2438,78	0,010
1	5351,212	30399,37	3,06	0,004	2658,41	0,010
RDC	5351,212	35750,58	3,06	0,002	2784,32	0,008

Tableau V.2. : l'effet P-Δ - Sens longitudinal.

- Sens transversal :

niveau	W _g (KN)	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _k (KN)	V _y (KN)	θ
6	4461,389	4461,39	3,06	0,002	844,30	0,003
5	5033,368	9494,76	3,06	0,001	1438,41	0,002
4	5103,917	14598,67	3,06	0,003	1852,31	0,007
3	5103,917	19784,76	3,06	0,002	2183,81	0,005
2	5263,398	25048,16	3,06	0,002	2477,07	0,007
1	5351,212	30399,37	3,06	0,002	2722,48	0,007
RDC	5351,212	35750,58	3,06	0,002	2873,80	0,008

Tableau V.3. : l'effet P-Δ - Sens transversal

$\theta_k < 0,1$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V.5.7. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :

Diaphragme	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}
D1	15,461	10,6	15,172	14,188
D2	15,461	10,6	15,175	14,776
D3	15,467	10,593	15,178	14,771
D4	15,472	10,587	15,182	14,601
D5	15,477	10,58	15,186	14,422
D6	15,481	10,574	15,19	14,275
D7	15,469	10,647	15,192	14,176

Tableau V.4. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion de chaque étage

Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion,

Donnée par les formules suivantes :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, RPA99/ Version 2003 (art 4.3.7) préconise de rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

L'excentricité théorique : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à :5% L

Sens X $e_x = 0,05 L_x$

Sens Y $e_y = 0,05 L_y$

Diaphragm	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité totale	
	$e_{xth}(m)$	$e_{yth}(m)$	$e_{xac}(m)$	$e_{yac}(m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$
D1	0,289	-3,588	1,5175	1,1585	1,8065	-2,4295
D2	0,286	-4,176	1,5175	1,1585	1,8035	-3,0175
D3	0,289	-4,178	1,5175	1,1585	1,8065	-3,0195
D4	0,29	-4,014	1,5175	1,1585	1,8075	-2,8555
D5	0,291	-3,842	1,5175	1,1585	1,8085	-2,6835
D6	0,291	-3,701	1,5175	1,1585	1,8085	-2,5425
D7	0,277	-3,529	1,5175	1,1585	1,7945	-2,3705

Tableau V.5. Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle.

Chapitre VI :

Ferraillage des

portiques

VI. 1. Ferraillage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2}

Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 MPa \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 MPa \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 MPa \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 MPa \end{cases}$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)
- $A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Moments max des Poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M_{SP1}/M_{SP2}	Moments de calcul (T.m)
		M_{SP1}	M_{SP2}		
Terrasse	Appuis	40,105	35,335	1,13	35,335
	Travées	33,787	25,434	1,33	33,787
05 ^{eme} à RDC	Appuis	22,01	16,504	1,33	22,01
	Travées	36,377	34,492	1,05	34,492

Tableau VII.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M_{SP1}/M_{SP2}	Moments de calcul (T.m)
		M_{SP1}	M_{SP2}		
Terrasse	Appuis	88,685	66,085	1,34	88,685
	Travées	105,902	94,535	1,12	94,535
05 ^{eme} à RDC	Appuis	64,934	49,079	1,32	64,934
	Travées	87,687	81,173	1,08	81,173

Tableau VII.3. Moments max des Poutres secondaire de rive :

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M_{SP1}/M_{SP2}	Moments de calcul (T.m)
		M_{SP1}	M_{SP2}		
Terrasse	Appuis	11,073	9,70	1,14	9,70
	Travées	12,507	15,56	0,80	15,56
05 ^{eme} à RDC	Appuis	17,564	14,117	1,24	17,564
	Travées	30,47	26,676	0,87	30,47

Tableau .VII.4. Moments max des Poutres secondaire intermédiaires :

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M_{SP1}/M_{SP2}	Moments de calcul (T.m)
		M_{SP1}	M_{SP2}		
Terrasse	Appuis	11,625	14,075	0,8	14,075
	Travées	20,852	32,854	0,63	32,854
05 ^{eme} à RDC	Appuis	17,1	22,146	0,77	22,146
	Travées	29,663	41,316	0,72	41,316

VI. 1.1.Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI. 1.1.1.Poutres principales de rive (30x45) cm² :

les moments sont M_{sp2} et M_{sp1} tirés à partir du logiciel ETABS.

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 33,787 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 25,434 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{SP1}}{M_{SP2}} = 1,33 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

Largeur de la poutre $b=30$ cm.
 Hauteur de la poutre $h_t=45$ cm.
 Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=40,5$ cm
 Fissuration peu préjudiciable
 $F_{bc}=14,17$ MPa
 $\sigma_s=4$ MPa

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,5 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,975$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,5 \times 10^3}{0,975 \times 40,5 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12 ce qui nous donne $A = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **En appuis :**

(Sp₁) $\Rightarrow M_{asp1}=40,105$ KN.m
 (Sp₂) $\Rightarrow M_{asp2}= 35,399$ KN.m

$$\frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = 1,13 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2)$$

Données :

Largeur de la poutre $b = 30$ cm.
 Hauteur de la section $h_t= 45$ cm.
 Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t=40,5$ cm
 Fissuration peu préjudiciable
 $F_{bc}=18,48$ Mpa
 $\sigma_s=400$ Mpa

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35,339 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,038 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,981$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,339 \times 10^3}{0,981 \times 40,5 \times 400} = 2,22 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12** ce qui nous donne **A = 3,39 cm²**

VI. 1.1.2. Poutre principale intermédiaire (30x45) cm² :

Armatures longitudinales :

❖ **En travée :**

(Sp₁) $\Rightarrow M_{tsp1}=105,902$ KN.m
 (Sp₂) $\Rightarrow M_{tsp2}=94,535$ KN.m

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 1,12 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2)$$

Données :

Largeur de la poutre $b = 30$ cm.
 Hauteur de la poutre $h_t= 45$ cm.
 Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t=40,5$ cm

Fissuration non préjudiciable

$F_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{94,535 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,104 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,945$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{94,535 \times 10^3}{0,945 \times 40,5 \times 400} = 6,18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+ 3T12** ce qui nous donne **A = 8,01 cm²**

❖ **En appuis :**

(Sp₁) ⇒ $M_{asp1} = 88,685 \text{ KN.m}$

(Sp₂) ⇒ $M_{asp2} = 66,085 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = 1,34 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1)$$

Données :

Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la poutre $h_t = 45 \text{ cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$

Fissuration non préjudiciable

$F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{88,685 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,127 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,945$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{88,685 \times 10^3}{0,945 \times 40,5 \times 348} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+ 3T12** ce qui nous donne **A = 8,01 cm²**

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferraillage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VII.5. Récapitulation du ferraillage des poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	A _{min} RPA	Choix	As
Terrasse	Appuis	35,339	2,22	6,75	3T14	4,62
	Travées	33,787	2,46		3T14	4,62
05 ^{eme} à RDC	Appuis	22,01	1,59	6,75	3T14	4,62
	Travées	34,492	2,17		3T14	4,62

Tableau .VII.6. Récapitulation du ferraillage des poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	A _{min} RPA	Choix	As
Terrasse	Appuis	88,685	6,75	6,75	3T14 + 3T12	8,01
	Travées	94,535	6,18		3T14 + 3T12	8,01
05 ^{eme} à RDC	Appuis	64,934	4,84	6,75	5T12	5,65
	Travées	81,173	5,25		5T12	5,65

Tableau .VII.7. Récapitulation du ferraillage des Poutres secondaire de rive :

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	A _{min} RPA	Choix	As
Terrasse	Appuis	9,7	0,68	6,0	3T12	3,39
	Travées	15,56	1,09		3T12	3,39
05 ^{eme} à RDC	Appuis	17,564	1,42	6,0	3T12	3,39
	Travées	30,47	2,16		3T12	3,39

Tableau .VII.8. Récapitulation du ferraillage des Poutres secondaire intermédiaires :

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	A _{min} RPA	Choix	As
Terrasse	Appuis	14,075	0,98	6,0	3T12	3,39
	Travées	32,852	2,34		3T12	3,39
05 ^{eme} à RDC	Appuis	22,146	1,56	6,0	3T12	3,39
	Travées	41,136	2,94		3T12	3,39

VI. 1.2.Vérifications:

VI. 1.2.1.Poutres principales (30x45) cm² :

• **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23x30x40,5x2,1/400 = 1,47 \text{ cm}^2.$

$A_{adoptée} > A_{min}$condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Contrainté tangente : $\tau_u = T/(bxd) = 30,67x100/(30x40,5) = 2,52\text{Mpa}$

Contrainté tangente admissible : $\tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}.$

$\tau_u = 2,52 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement(les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI. 1.2.2. Calcul les armatures transversales :

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (13;30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

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

$$S_t \leq \min (36,45 ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$

$$S_t \leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

Zone courante: $S_t \leq h/2$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \frac{(0,252 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,06 \text{ cm}$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 1,26 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{De (1) et (2)} \quad \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

VI. 1.2.3. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

• **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 39,98 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 41,34 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 40,12\text{m} \quad ; \quad L_1 = 5,71\text{m}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 10,265\text{KN.m}$$

$$A_u = 8,01 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 120,15y - 4866,08 = 0 \Rightarrow y = 12,56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 143318,76 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,256 \times 10^4}{143318,76} \times 12,56 = 8,99 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dan les tableaux suivantes :

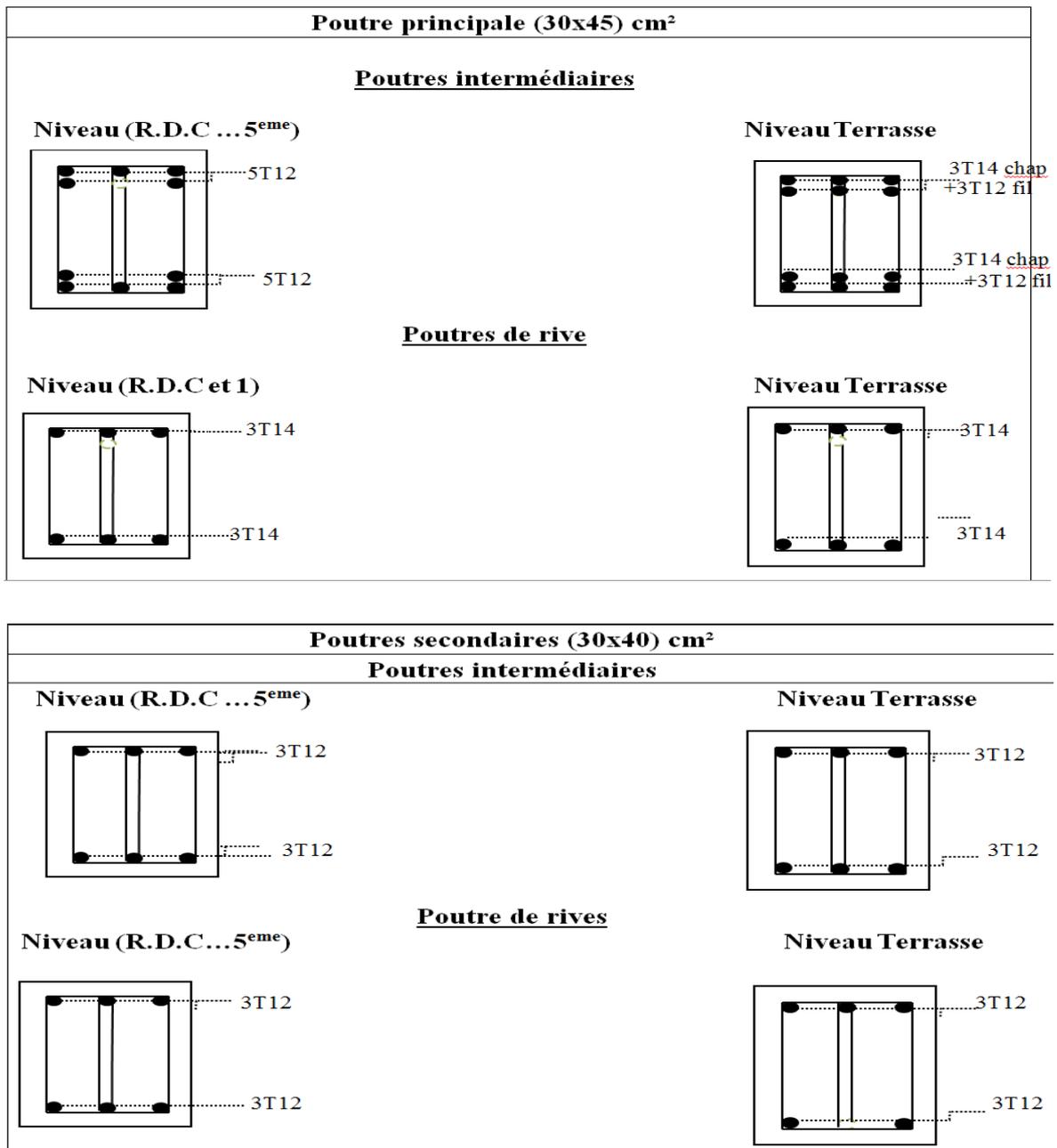


Figure.VI.1. Dessin de ferraillage des sections des poutres principales et secondaires.

2. Ferrailage des poteaux :**a. Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \left| \begin{array}{l} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour situation courante } \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,5 \end{array} \left| \begin{array}{l} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

b. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

	$A_{min}=0,8 \%XS$	$A_{max1}=4\%XS$	$A_{max2}=6\%XS$
(45x45) cm ²	16,2	81,00	121,50
(40x40) cm ²	12,8	64,00	96,00
(35x35) cm ²	9,8	49,00	73,50

2.1. Exemple de calcul :

2.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de KN.m :

Etages		Type 2 (45 x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	1699,51	1699,51	1699,51
	M_{cor}	13,921	13,921	13,921
B	N_{min}	549,91	8,62	8,62
	M_{cor}	1,58	11,124	11,124
C	M_{max}	230,685	230,685	230,685
	N_{cor}	219,44	219,44	219,44

Tableau VII.9. Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de KN.m :

Etages		Type 2 (45x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	1265,65	1265,65	1265,65
	M_{cor}	21,498	21,498	21,498
B	N_{min}	549,91	549,91	549,91
	M_{cor}	1,58	1,58	1,58
C	M_{max}	170,61	170,61	170,61
	N_{cor}	161,39	161,39	161,39

Tableau VII.10. Sollicitations du deuxième genre.

2.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Poteaux RDC (45x45) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

La 1^{er} cas :

$N_{max}=1699,51\text{KN}$; $M_{cor} = 13,921\text{KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 8,3.10^{-3} \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 1699,51(0,425 - 0,45/2 + 8,3.10^{-3}) = 354 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 169,95 T < 232 T \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 13,92 T \cdot m < 48,94 T \cdot m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$) .

La 2^{ème} cas :

$N_{min}=594,91\text{KN}$; $M_{cor} = 1,58\text{KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 2,7.10^{-3} \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 594,91(0,425 - 0,45/2 + 2,7.10^{-3}) = 117,37 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$N_u \leq 0,8 f_{bc}.b.h \Rightarrow N_u = 59,49T < 232T \dots\dots\dots$ vérifiée

$M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.f_{bc}) \Rightarrow M_u = 11,737T.m < 22,43T.m \dots\dots\dots$ vérifiée

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$) .

La 3^{ème} cas :

$N_{min}=230,685\text{KN}$; $N_{cor} = 219,44\text{KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 1,05.10^{-3} \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 230,685(0,425 - 0,45/2 + 1,05.10^{-3}) = 274,3 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$N_u \leq 0,8 f_{bc}.b.h \Rightarrow N_u = 21,94T < 232T \dots\dots\dots$ vérifiée

$M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.f_{bc}) \Rightarrow M_u = 8,94T.m < 27,4T.m \dots\dots\dots$ vérifiée

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$) .

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

La 1^{er} cas :

$N_{max}=1265,69 \text{ KN}$; $M_{cor} = 2,508 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,02 \text{ m}$

$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 278,45\text{KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$N_u \leq 0,8 f_{bc}.b.h \Rightarrow N_u = 12,65 T < 303,12T \dots\dots\dots$ vérifiée

$M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.f_{bc}) \Rightarrow M_u = 27,845 T.m < 753,28T.m \dots\dots\dots$ vérifiée

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=0$) .

La 2^{ème} cas :

$N_{min}=594,91\text{KN}$; $M_{cor} = 1,58\text{KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 2,7.10^{-3} \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 594,91(0,425 - 0,45/2 + 2,7.10^{-3}) = 117,37 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 59,49T < 232T \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 11,737T.m < 22,43T.m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=0$).

La 3^{eme} cas :

$M_{min}=161,39 \text{ KN}$; $N_{cor} = 170,61 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 1,06.10^{-3} \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 170,61(0,425 - 0,45/2 + 1,06.10^{-3}) = 203,4 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$N_u \leq 0,8 f_{bc} \cdot b \cdot h \Rightarrow N_u = 16,139T < 232T \dots\dots\dots$ vérifiée

$M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \Rightarrow M_u = 20,34T.m < 66,49T.m \dots\dots\dots$ vérifiée

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=0$).

VI.3.3.3 Calcul la section des armatures :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{203,4 \times 10^3}{45 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,194 \\ A_s &= \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} &= A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 10,06 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Donc :

$A_{adopté} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min(RPA)})$

Pour une section de béton (45x45) cm²

$A_{min(R.P.A)} = 16,2 \text{ cm}^2$

$A_{adopté} = \max (A_1, A_2, \dots, A_{min(RPA)}) = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 16,2) = 16,2 \text{ cm}^2$

On adopte **4T20+4T16 = 20,63 cm²**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$T_{max} = 126,5$

Contrainte tangente : $\tau_u = T / (b \cdot x \cdot d) = 126,5 / (45 \times 40,5) = 0,069 \text{ Mpa}$.

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,069 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t = \Phi / 3$

$\Phi_t = 20 / 3$

$\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

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

- En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

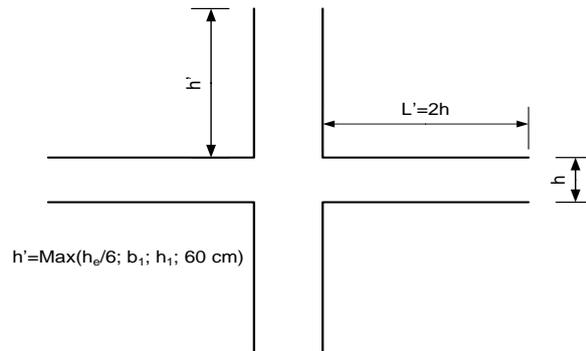


Figure VI.2. Zone nodal

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$\lambda_g = L_f / b$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f = 0,7 L_0$

$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,45 = 4,76$

$\lambda_g = 4,76 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$

Donc : $A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 12,56}{45 \times 400} = 0,39 \text{ cm}^2$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g = 4,76 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$

Alors : Zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 45 = 1,35 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{ cm}^2$

On adopte aux poteaux de RDC : **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_v ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$

Zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{45 \times 15} = 2,38 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa}$ condition vérif iée

Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{45 \times 10} = 3,57 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Disposition constructive des armatures des nœuds :

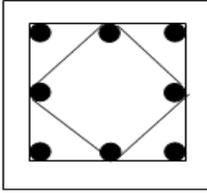
Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.11.Ferraillage des poteaux :

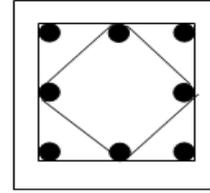
Niveaux	Combis	1 ^{ier} genre				2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{sl min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (KN)	M _{ACC} (KN.m)	A _{sl} (cm ²)		
Type 1 (45 x 45 cm ²)	A	1699,51	13,921	00	00	1265,69	21,498	0N 0	16,20	4T20+4T16 =20,63
	B	549,91	1,58			549,91	1,58			
	C	219,44	230,685			170,61	161,39			
Type2 (40 x 40 cm ²)	A	1699,51	13,921			1265,69	21,498			
	B	8,62	11,124			549,91	1,58			
	C	219,44	230,685			170,61	161,39			
Type 3 (35 x 35 cm ²)	A	1699,51	13,921			1265,69	21,498			
	B	8,62	11,124			549,91	1,58			
	C	219,44	230,685			170,61	161,39			
								9,80	8T14=12,32	

(RDC...2^{ème}) (45x45)



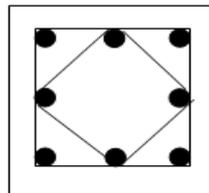
4T16+4T14

(3^{ème} ..4^{ème}) étages(40x40)



8T16

(5^{ème}:....6^{ème}) étages
(35x35)



8T14

Figure. VI.3. Dessin de ferrailages des sections des poteaux

Chapitre VII :

Ferraillage des voiles

VII.1. Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3,06 m du RDC jusqu'à dernier étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12,24 \text{ cm}, \text{ l'épaisseur des voiles a été prise égale à } 20 \text{ cm.}$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portiques-voiles, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement chaque type de structure.

VII.3. Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

- | | |
|-----------------------------------|---|
| N : effort normal appliqué ; | V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ; |
| M : moment fléchissant appliqué ; | I : moment d'inertie. |
| A : section du voile ; | |

On distingue 3 cas :

- **Premier cas :**
(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 RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15aL$
- **Deuxième cas :**
(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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :}$$

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **Troisième cas :**

(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.

b) Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 99/2003 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 $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

d) 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 diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de couture :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4. Ferraillage des voiles :

$A = 0,69m^2$

$I = 0,67m^4$

$V = 2,52m$

0,8G + EY :

$N = 1290,69 KN$

$M = 17,41 KN.m$

$V_u = 10,19 KN$

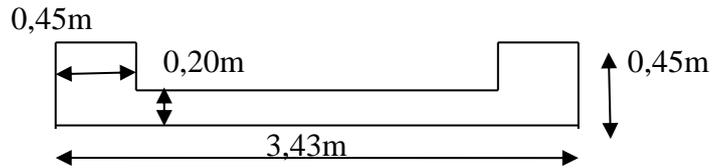


Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux.

VII.4.1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1290,69}{0,69} + \frac{17,41 \times 2,52}{0,67} = 1936,05 KN \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1290,69}{0,69} - \frac{17,41 \times 2,52}{0,67} = 1805,08 KN \end{cases}$$

On est dans le 1er cas, (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 RPA 99/2003 :
 $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

VII.4.2. Calcul des armatures verticales :

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

$A_{min} = 0,15\% . a . L$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 m = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 cm^2/ml$

• **Le diamètre**

$D \leq h / 10 \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{200}{10} \Rightarrow D \leq 20 mm$

On adopte : D= 12 mm

• **L'espacement:**

-Selon le BAEL 91,on à :

$St \leq \min \{ 2 \times a, 33 cm \}$

$St \leq \min \{ 40, 33 cm \} \Rightarrow St \leq 33 cm \dots \dots \dots (1).$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1.5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : **5T12 p.m = 5.65 cm²/ml.**

VII.4.3. Calcul des armatures horizontales :

on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 p.m = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

VII.4.4. calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ8 par m².**

VII.5. Vérification à l'ELS :

VII.5.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le BAEL 91/99 On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10,19 \times 10}{20 \times 0,9 \times 343} = 0,017 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Selon le RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 10,19 \times 10}{20 \times 0,9 \times 343} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,023 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VIII.6. Disposition des armatures :

VII.6.1. Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=30\text{ cm} \rightarrow St/2 = 15\text{ cm} < 20\text{ cm}$ Condition. Vérifiée.

$L=343\text{ cm} \rightarrow L/10 = 34,3\text{ cm}$.

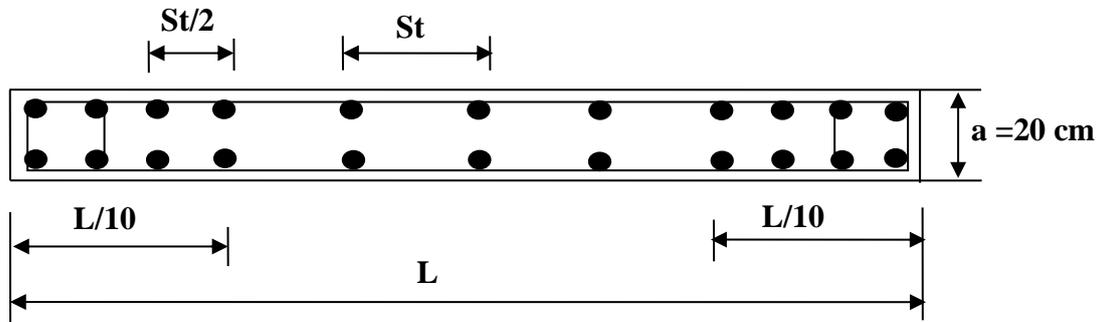


Figure.VIII.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.6.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.6.3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

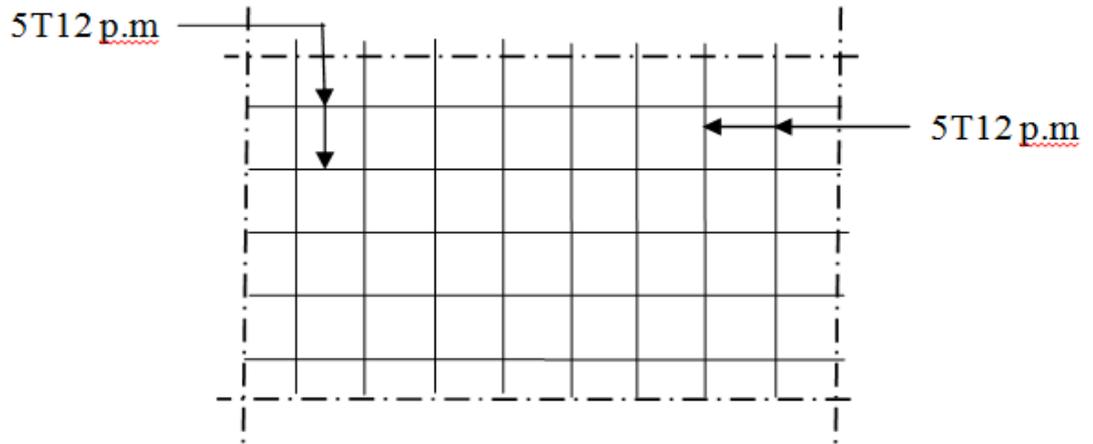


Figure .VIII.3. Disposition du ferraillage du voile.

Chapitre VIII :
Etude de
l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

Notre terrain à une contrainte admissible de **2 bar**

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

VIII.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Radier général.

VIII.2.1. Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

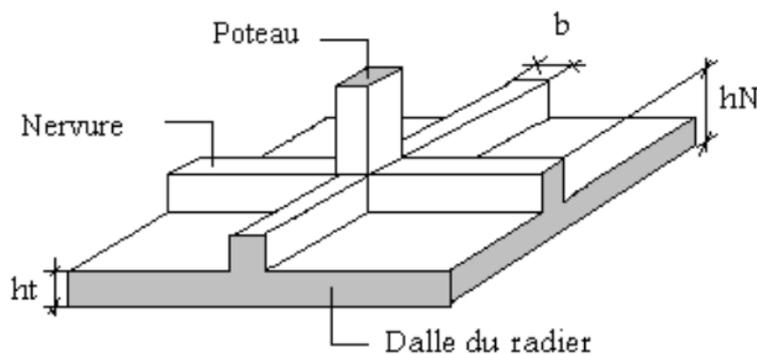


Figure VIII.1 : Schéma explicatif du radier.

VIII.2.2. Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.2.3. Pré dimensionnement du radier :

- **Combinaison d'actions :**

$$E.L.U : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 53514,81647 \text{ KN.}$$

$$E.L.S : N_{ser} = G_T + Q_T = 39184,86 \text{ KN.}$$

- **Surface du radier:**

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 3918,486 \text{ t}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 3918,486/20 = 195,92 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de **D= 50 cm** de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise **S radier = 592,57m²**.

- **Condition de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,02 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow 20,08 \leq d \leq 25,1 \Rightarrow \begin{cases} d = 25,1 \text{ cm} \\ h = d + c = 25,1 + 5 = 30,1 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Condition forfaitaire :**

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{53514,81647}{592,57} = 90,31 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} \Rightarrow e \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Rightarrow V_u = \frac{90,31 \times 5,02}{2} = 226,68 \text{ kN} \\ q_u = 90,31 \times 1 \text{ m} = 90,31 \text{ kN.m} \\ d \geq \frac{226,68 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 1,51 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 30 cm, **h_t = 30 cm**.

• **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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55.78 \leq h \leq 83.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

L : la portée maximale d'une poutre de libage, $L = 5.02 \text{ m}$

• **Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] = 25 [(0,30 \times 592,57) + (0,7 \times 0,4 \times 540,05)] = 8224,625 \text{ kN}$$

$$N'_{ser} = 8224,625 + 39184,86 = 47409,485 \text{ kN}$$

$$\frac{N'_{ser}}{S_r} = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = 0,0114 \text{ m}^4$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,40\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0114}{500 \times 0,4}} = 5.20 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.02 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8.42 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

• **Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

Poids unitaire du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N'_{ser}}{S_r} = \frac{47409,485}{592,57} = 80. \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 72,5 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q=72,5 \text{ KN/m}^2$$

VIII.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.1. Méthode de calcul:

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité(1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis : □

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.3.2. Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{53514.81647}{592.57} = 90.31 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{39184.86}{592.57} = 66.13 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

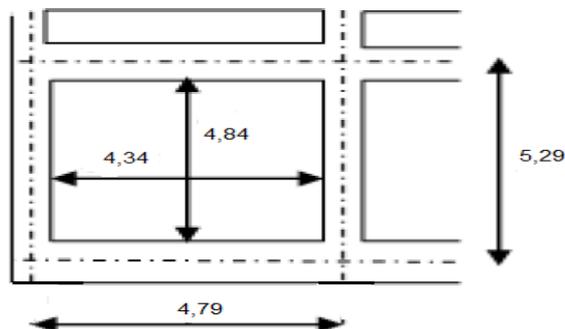


Figure. VIII.2. Schéma du panneau le plus défavorable.

➤ Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x / L_y = 4,34 / 4,84 = 0,90$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0456 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,7834$$

$$M_{0x} = \mu_x q \cdot L_x^2 = 0,0456 \times 90,31 \times 4,34^2 = 77,57 \text{ kN. m /ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,7834 \times 77,57 = 60,77 \text{ kN. m /ml}$$

En travée :**Sensx :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 77,57 = 58,18 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58,18 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,0563 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,971 .$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58,18 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 6,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **6T12/ml** , **A = 6,79 cm²/ml**

Sensy :

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 60,77 = 51,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51,65 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51,65 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 5,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **6T12**, **A = 6,79 cm²**

Sur appuis :

Sens x,y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{0x} = 0,4 \cdot 77,57 = 27,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,15 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T12 p.m** , **A = 4,52 cm²** , **S_t = 25 cm** les deux sens

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.4. Ferrailage des poutres de libage

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens Longitudinal(x) :

Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la dalle.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} \right] =$$

$$\frac{7,25}{2} \left[\left(1 - \frac{4,34^2}{3 \times 4,84^2} \right) 4,34 \right]$$

$$= 11,52 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{11,52 \times 4,84^2}{8} = 33,73 \text{ t.m}$$

• **Calcul du ferrailage :**

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 28,67 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.67 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0.127 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9315 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28.67 \times 10^4}{0,949 \times 63 \times 348} = 14.04 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 3T20 \\ 2^{éme} \text{ lit} : 3T16 \rightarrow A = 20.07 \text{ cm}^2 \\ 3^{éme} \text{ lit} : 3T14 \end{cases}$

En appuis :

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.4 \times M_0 = 8,68$	$0,3 \times M_0 = 6,51$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,038 \rightarrow 0,981$	$0,028 \rightarrow 0,986$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	4.04	3,01
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	3T16 = 6,03	3T14=4,62

Tableau. VIII. 1 Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal.

b) Sens transversal(y) :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 7.25 \times 4,84 = 23.39 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{23.39 \times 4,84^2}{8} = 68.49 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

• **Calcul du ferrailage :**

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 58.22 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.22 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,259 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,847 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.05 \times 10^4}{0,847 \times 63 \times 348} = 31.35 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 4T20 \\ 2^{éme} \text{ lit} : 4T20 \rightarrow A = 33.18 \text{ cm}^2 \\ 3^{éme} \text{ lit} : 4T16 \end{cases}$

En appuis :

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$0.4 \times M_0 = 27.40$	$0,3 \times M_0 = 20,55$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,122 \rightarrow 0,935$	$0,091 \rightarrow 0,9525$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	13.37	9,84
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	4T16+ 4T14 = 14.20	4T14+4T12=10,68

Tableau. VIII. 2 Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

VIII.5. Les vérifications :

• **Contrainte de cisaillement**

$$T = \frac{q_l}{2} = \frac{72,5 \times 4,84}{2} = 175,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{175,45 \times 10}{40 \times 63} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u =$$

$$\min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

• **Diamètre:**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{20; 12; 40\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

• **Espacement:**

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L\right\} = \min\{17,5; 14,4\} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit **4T10 = 3,14 cm²**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} = 0,4 \text{ MPa}$$

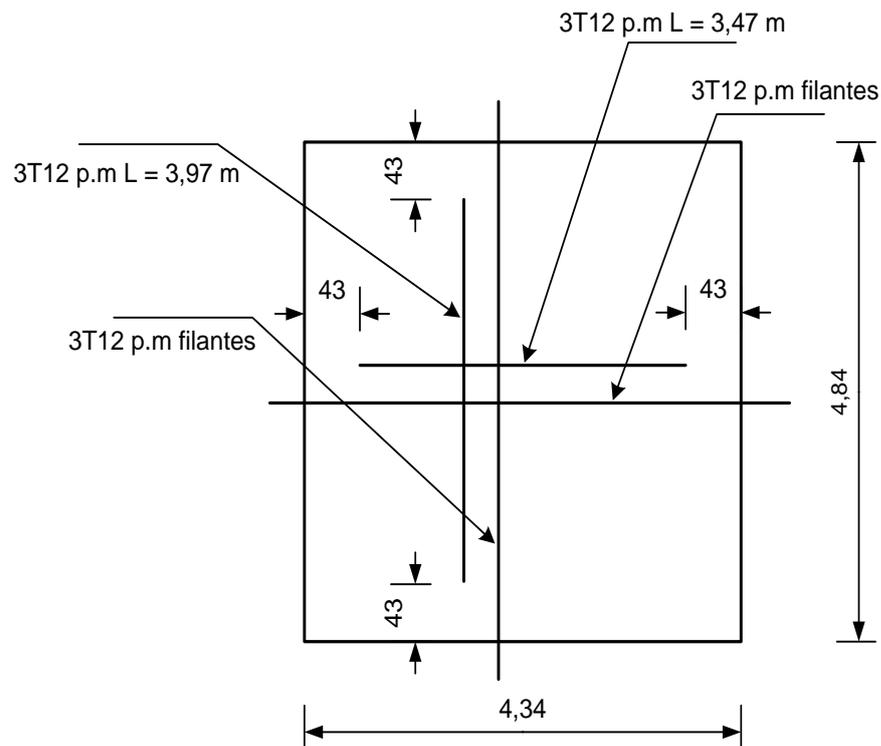


Figure. VIII.3. Armatures supérieures (en travée)

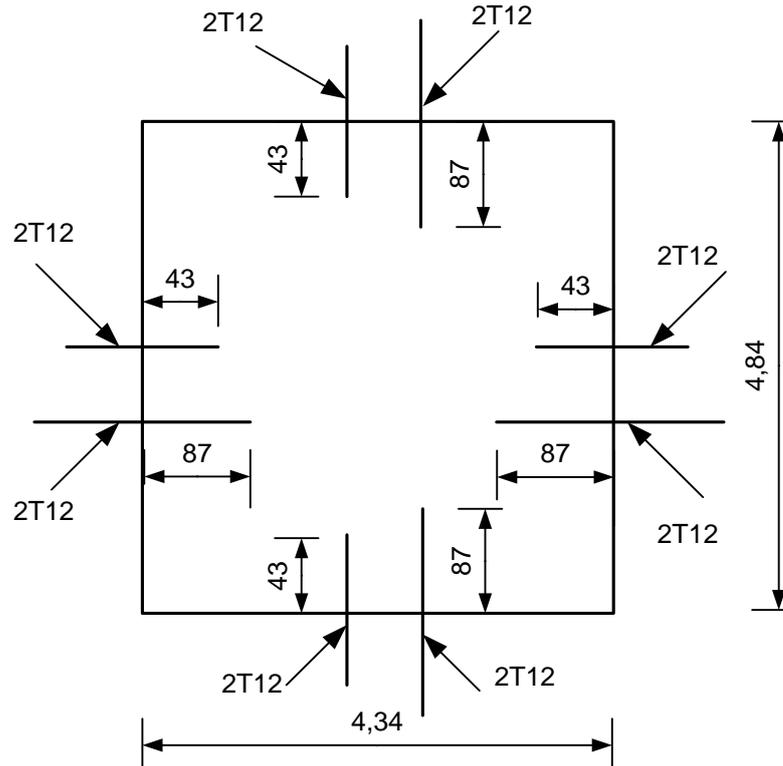


Figure. VIII.4. Armatures inférieures (sur appuis)

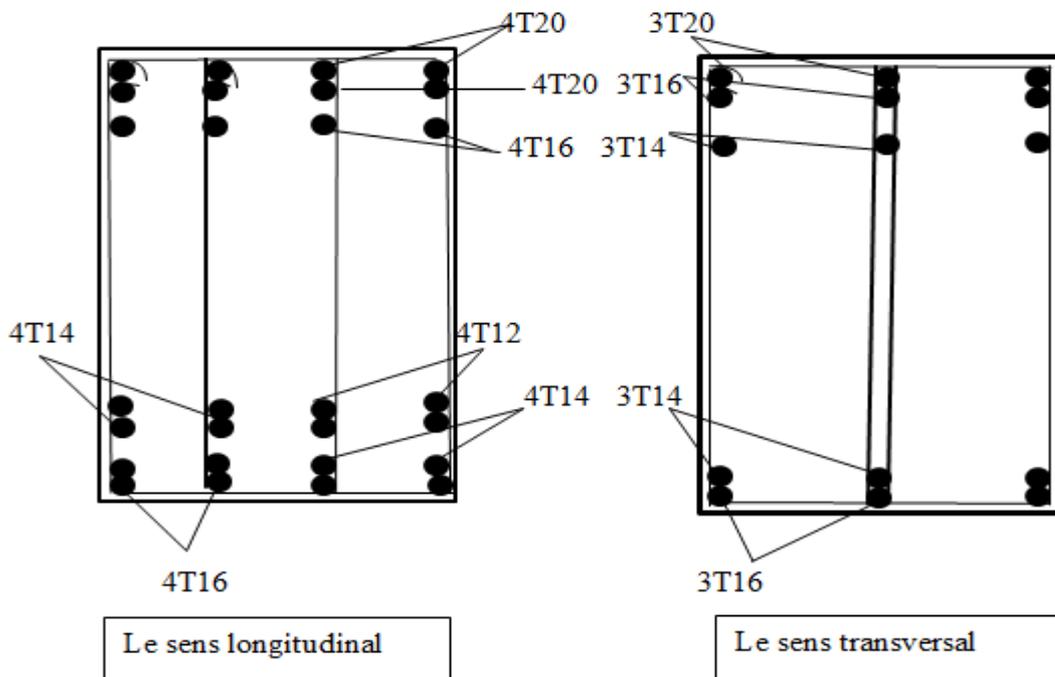


Figure .VII.5. Ferrailage de la poutre suivant les deux sens.

Conclusion :

Notre projet de fin d'études nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de calcul et techniques du bâtiment en utilisant les logiciels de calcul de structure ainsi que l'acquisition des connaissances de la réglementation algérienne régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que le technicien civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement

De ce fait, Le projet nous a permis de mieux apprécier le métier génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment il travaille

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé en passant par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel **Etabs 9.6** et la stabilisation de notre structure ...etc.

Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

Bibliographie

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 au cours mon projet de thèse.

Règlements :

BAEL99 : Béton armé aux états limites

DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

Livres :

Calcul des ouvrages en béton armé. " M.BELAZOUGUI" 2004

Logiciels et programmes :

AUTO CAD 2018, (Dessin)

Logiciel ETABS 9.6, (Analyse des structures)

Office 2010 (Traitement de texte, Excel,word)

Logiciel SOCOTEC (ferraillage)

Mémoires de fin d'étude:

Etude d'un bâtiment (R+7) a usage d'habitation situé à Oran ,par :Bouziane Riadh et Bouzekri Kamal Faycal .

Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation implanté à Tiaret , par: BELABES ADEL AMINE et DJENNANE FATHI

Etude d'un hotel « R+6 » en beton arme situé à Alger , par : MEDKOUR Khadidja et MENOUAR Ikrame